



TITLE:

鋼管矢板基礎を用いた既設基礎の
耐震補強技術に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

磯部, 公一

CITATION:

磯部, 公一. 鋼管矢板基礎を用いた既設基礎の耐震補強技術に関する研究. 京都大学, 2007, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2007-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k13027>

RIGHT:

要 旨

鋼管矢板基礎増設工法は、既設基礎の周囲に鋼管矢板を建て込み、仮締切りと併用した上で頂版を打設して既設ケーソン基礎と一体化させることで、水平および鉛直方向の抵抗面積、剛性を増加させ、基礎の水平変位、回転角を抑制させる方法である。この工法は、空等制限下での施工が可能などの施工上の特徴から既に数例の施工実績を有している。しかしながら、既設基礎と新設基礎の荷重（鉛直、水平、モーメント）分担に対する考え方が明確でないなどの設計上の課題を抱え、統一的な設計手法が存在しないのが現状である。そこで本研究は、鋼管矢板基礎増設工法の設計上の課題を克服し、合理的かつ経済的な設計基準の確立を目的として、鋼管矢板基礎増設工法の従来の補強構造をより簡略化することで、すなわち、簡便な頂版結合構造の設置と鋼管矢板の根入れ長さの短縮により、より安価で、施工しやすい工法の提案を行った。提案した簡便な補強構造と、頂版を剛結合させ、鋼管矢板を支持層まで根入れさせる従来の補強構造の補強効果発現メカニズムの差異を静的・動的遠心模型実験と模型実験に対する三次元弾塑性有限要素解析、ならびに実構造物を対象とした三次元弾塑性有限要素解析により検証した。また、これらの結果からそれぞれの補強構造に対する補強効果を定量的に評価し、これらの結果を活用して合理的な設計手法の提案を行った。

遠心模型実験では、鋼管矢板基礎増設により補強されたケーソン基礎の補強効果ならびに鋼管矢板基礎への荷重伝達機構を解明するために、静的水平荷重を載荷した静的実験と動的水平荷重を載荷した動の実験の二種類を実施し、それぞれの支持力特性の差異について検証した。着目したパラメータは、ケーソンと鋼管矢板基礎の剛性比（鋼管矢板基礎の曲げ剛性 / ケーソンの曲げ剛性）、施工性の向上および経済的な施工法の模索を目的とした頂版の結合構造、ならびに種々の地盤で施工されることを想定した支持層の剛性であり、それぞれの影響因子がもたらす支持力特性への影響を検討した。

これらの結果より、ケーソン基礎と鋼管矢板基礎をつなげる頂版を設けることで、荷重が直接鋼管矢板基礎へと伝達され、大きな補強効果を発揮することを明らかにした。ただし、頂版の結合構造の簡便化を目的とした頂版を捨てコンで間詰めした構造のような半固定構造では、加振とともにクラックが発生し、剛結した場合よりも残留変位が大きくなる傾向があり、クラック発生後の耐震性の照査ならびに頂版補修技術に関する検討が必要となることを明らかにした。逆に、頂版を設けないと補強効果は小さく、動的荷重載荷時には補強前よりも大きな残留変位が発生する可能性もあるため、頂版を設けない補強方法の導入は避けるべきであるという結論に達した。

剛性比の違いによる影響は、水平支持力増加、水平変位抑制効果、回転角抑制効果、残留変位の点で確認でき、剛性比の大きい方で抑制効果が高く、残留変位も小さい傾向にある。鋼管矢板基礎に発生する曲げモーメントにも剛性比の小さい方で大きなひずみが発生するといった影響がある。特にその影響が顕著なケースは、剛結した場合と半固定構造の場合の頂版を設けた場合である。これらの結果から、鋼管矢板基礎増設工法の補強構造を決定する上で、剛性比はひとつの重要な設計パラメータとすべきと判断した。さらに、鋼管矢板基礎を増設し頂版を介してケーソンと結合させると、補強基礎の固有振動数は補強前と比べ増加する。すなわち、鋼管矢板基礎の増設は動的振動特性に影響を与えることになり、必要に応じて動的解析を用いた橋梁全体系の耐震性能を評価することが求められる。

支持層の剛性の違いにより鋼管矢板基礎の水平荷重分担への影響が確認されることから、地盤条件による補強効果や荷重伝達機構への影響は大きいと考えられる。ゆえに、支持層の剛性のみならず、各種地盤条件が補強効果な

らびに水平荷重の荷重分担に与える影響の検証を実施する必要がある。

鋼管矢板基礎への荷重伝達機構は、頂版の結合構造により大きく異なる。剛結した場合には、鋼管矢板基礎へ鉛直荷重、水平荷重、曲げモーメントが作用し、鋼管矢板の周面摩擦力および先端支持力による回転挙動への抵抗、前面載荷幅の増加に伴う基礎前面の地盤反力増加、ならびに鋼管矢板基礎自身の曲げ抵抗により補強効果を発現すると考えられる。半固定構造では、鋼管矢板基礎へ伝達される荷重は水平荷重のみで、前面載荷幅の増加に伴う基礎前面の地盤反力増加および鋼管矢板基礎自身の曲げ抵抗により補強効果の発現がすると考えられる。頂版を設けないと、基礎内部地盤が変形することで鋼管矢板基礎を変形させ、鋼管矢板の変形により鋼管矢板外部の地盤反力を得ることで補強効果を発現すると考えられるが、頂版を設ける場合よりも効果の発現に時間を要し、得られる効果も小さくなる。

壁式鋼管矢板の増設による効果は、回転角およびケーソン躯体の曲げモーメントの抑制に限られ、井筒式と比較して補強効果は小さい。壁式では基礎前面載荷幅の増加による地盤反力の増加と鋼管矢板自身の曲げ抵抗により効果を発現するものと考えられるが、井筒式では側方に位置する鋼管矢板の存在が前面鋼管矢板と後方鋼管矢板の増設による効果を一層高めていると考えられる。

三次元弾塑性有限要素解析コード DGPIL-3D を用いた解析では 静的水平載荷実験のシミュレーションを行い、解析手法の妥当性を検証すると同時に、鋼管矢板の断面力や基礎内外の地盤の応力変化から補強効果発現メカニズムを詳細に検証した。

その結果、DGPIL-3D を用いることで、ケーソン基礎の力学挙動（荷重～変位関係、荷重～回転角関係）を定量的、定性的に表現可能であることを明らかにした。また、鋼管矢板基礎をバイリニア型の梁要素と三種類のばね要素によりモデル化することで、鋼管矢板基礎の荷重～変位関係、及び荷重～回転角関係を適切に評価可能であることを示した。

補強基礎に対する数値解析の結果、補強基礎の力学挙動（荷重～変位関係、荷重～回転角関係）を定量的、定性的に表現可能であり、頂版の結合構造の違いによる補強効果発現メカニズムへの影響を妥当に評価でき、頂版の結合構造が剛結の場合は前面載荷幅の増加に伴う地盤反力の増加、鋼管矢板基礎の先端抵抗による回転挙動抑制効果、鋼管矢板基礎の曲げ抵抗により補強効果を発現し、半固定構造では前面載荷幅の増加に伴う地盤反力の増加、鋼管矢板基礎の曲げ抵抗により補強効果を発現することを解析的に明らかにした。また、頂版なしの場合では、載荷初期において鋼管矢板基礎内の地盤が圧縮されることで地盤反力を発揮し、水平変位増大とともに地盤反力を受ける影響範囲が拡大を続け、その影響範囲が鋼管矢板基礎に到達するとわずかな補強効果を発揮することを解析的に明らかにした。

また、頂版の結合構造が鋼管矢板基礎の水平荷重分担率に大きく影響することを解析的に実証した。すなわち、水平変位（あるいは水平荷重）の増加とともに鋼管矢板基礎への水平荷重の分担が増加する傾向と、載荷初期段階では半固定構造の方が剛結と比べて大きな水平荷重分担を呈することを確認した。

続いて、実験のシミュレーションによりその妥当性を確認した解析手法を用いて、実大基礎レベルにおける鋼管矢板基礎増設工法の適用効果を検証した。

実大基礎レベルにおいても、ケーソンと頂版、あるいは頂版と鋼管矢板基礎の結合構造は、必ずしも従来どおりの剛結合構造を用いる必要がなく、水平力のみを伝達するような簡便な結合構造（例えば、捨てコンで間詰めした場合）でも十分補強効果を得られる場合がある。

補強効果が得られる要因として、前面載荷幅が鋼管矢板基礎の外径となることによる地盤反力の増加、鋼管矢板自体の曲げ抵抗が挙げられ、剛結合構造の場合には鋼管矢板の先端支持力ならびに摩擦抵抗も考慮する必要がある。

鋼管矢板基礎の水平荷重分担率は、半固定構造の方が剛結合の場合よりもやや大きく、概ね全水平荷重の 50 % を分担する。各鋼管矢板の水平荷重分担は、基礎前面に位置する鋼管が後方に位置する鋼管よりも大きい。特に、半固定構造ならびに頂版のない場合に顕著である。前方の鋼管矢板の分担率が大きいため、後方の鋼管は前方に引っ張られる形で追従するため、曲げモーメントやせん断力は後方鋼管矢板で小さくなる傾向がある。

継手のせん断降伏は、鋼管矢板と頂版を剛結合させると載荷の初期段階から発生する。逆に、半固定結合構造や頂版のない場合にはせん断降伏は生じない。

鋼管矢板の先端支持力ならびに摩擦抵抗が期待できる剛結合では、鋼管矢板長による補強効果の差異が著しい。一方、半結合構造では一定長さ以上の鋼管矢板を根入れさせると、支持層まで根入れさせた場合の補強効果とほとんど違いがない。ゆえに、半固定構造を適用して経済的に補強設計できる場合と、剛結合を採用して鋼管矢板長さを支持層まで根入れしなければ必要とされる補強効果を得られない場合もある。

以上の結果を踏まえ、鋼管矢板基礎増設工法の経済的かつ合理的な設計手法を提案した。特に、補強構造（頂版の結合構造および鋼管矢板の長さ）を簡便に選択できる手法ならびにケーソン基礎および鋼管矢板基礎を三次元の骨組でモデル化し、複合構造を一体として解く解析手法の構築という点で本研究の成果が反映されている。

補強構造を簡便に選択できる手法では、本研究で提案している簡便な補強構造を採用する判断の目安となり、より合理的な、すなわち必要な水平耐力のみを必要なだけ補強できる設計を可能とする。

ケーソン基礎および鋼管矢板基礎を三次元の骨組でモデル化し複合構造を一体として解く解析手法では、統一的な解釈もないままに、各基礎の荷重分担を設定し、それらの荷重に対する安定性照査を各基礎個別に検証していた従来の設計に対し、より実際の挙動を忠実に予測可能となることから、経済性を追及した補強構造の選択に理論的な裏づけを与えられる。

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 本論文の構成	2
第 2 章 既設基礎の耐震補強技術に関する既往の研究と 鋼管矢板基礎増設工法の設計の現状	5
2.1 概説	5
2.2 既設基礎の耐震補強技術	5
2.2.1 基礎の補強の現状	5
2.2.2 基礎の補強が必要な事例と基礎の安定性照査項目	5
2.2.3 基礎の補強の基本的な考え方	9
2.2.4 既設基礎の耐震補強技術に関する研究ならびに適用事例	11
2.3 鋼管矢板基礎増設工法の特徴と課題	14
2.3.1 鋼管矢板基礎増設工法の特徴	14
2.3.2 鋼管矢板基礎増設工法の施工実績	14
2.3.3 鋼管矢板基礎増設工法の設計手法の現状と課題	14
2.4 本研究における課題の整理	21
第 3 章 鋼管矢板基礎増設により補強されたケーソン基礎の補強効果・荷重伝達機構 に関する実験的検討	25
3.1 概説	25
3.2 遠心模型実験の概要	25
3.2.1 遠心模型実験の特徴	25
3.2.2 遠心力載荷装置の概要	25
3.2.3 遠心模型実験の目的	27
3.3 静的水平載荷実験	27
3.3.1 静的水平載荷実験装置	27
3.3.2 実験模型	27
3.3.3 模型地盤	34
3.3.4 実験ケース	36
3.3.5 実験方法	37
3.3.6 計測項目	37
3.4 静的水平載荷実験の実験結果と考察	38
3.4.1 ケーソン基礎の力学特性	39
3.4.2 補強効果の検証	40

3.4.3	静的水平載荷実験のまとめ.....	47
3.5	動的水平載荷実験.....	47
3.5.1	動的水平載荷実験の目的.....	47
3.5.2	振動台実験装置の概要.....	48
3.5.3	実験模型	48
3.5.4	模型地盤	50
3.5.5	実験ケース	51
3.5.6	入力振動	53
3.5.7	計測システムと計測項目.....	53
3.5.8	実験方法	54
3.6	動的水平載荷実験の結果と考察	54
3.6.1	模型地盤の振動特性	55
3.6.2	ケーソン基礎の振動特性	55
3.6.3	比較条件	58
3.6.4	頂版の結合構造および剛性比の違いによる補強効果への影響.....	59
3.6.5	鋼管矢板基礎の配列による影響.....	67
3.6.6	動的水平載荷実験結果のまとめ.....	69
3.7	まとめ.....	70

第4章 三次元弾塑性有限要素解析による鋼管矢板基礎増設工法の適用性の検証..... 73

4.1	概説.....	73
4.2	三次元弾塑性有限要素解析（DGPILE-3D）の概要.....	73
4.3	静的水平載荷実験のシミュレーション	74
4.3.1	模型基礎，模型地盤のモデル化.....	74
4.3.2	解析の目的と解析ケース.....	77
4.3.3	解析条件	78
4.3.4	鋼管矢板基礎増設工法の補強効果発現メカニズムの検証.....	79
4.3.5	模型実験のシミュレーションのまとめ.....	86
4.4	実大構造物への適用性の評価	88
4.4.1	概説	88
4.4.2	補強検討事例の概要	88
4.4.3	基礎，周辺地盤のモデル化および解析条件.....	89
4.4.4	モデル化の妥当性に関する検証	94
4.4.5	頂版結合構造による補強効果発現メカニズムの違い	96
4.4.6	鋼管矢板の根入れ長さによる影響.....	103
4.4.7	まとめ.....	104

第5章 鋼管矢板基礎増設工法の最適設計手法の提案..... 107

5.1	概説.....	107
-----	---------	-----

5.2	設計の基本的な考え方と設計フロー	107
5.3	既設ケーソン基礎の耐震性の照査	107
5.3.1	補強の可否判定	107
5.3.2	耐震性の照査	108
5.4	必要水平耐力増加倍率の算出法	109
5.5	鋼管矢板断面・井筒形状の決定の仕方	109
5.6	簡便な構造選定手法（ノモグラム）	109
5.7	鋼管矢板基礎増設構造の耐震性照査	110
5.7.1	耐震性能照査	110
5.7.2	構造解析モデルと荷重分担	112
5.8	まとめと課題	112

第6章 結論..... 115

参考文献

謝 辞

第1章 序論

1.1 研究の背景

1995年の兵庫県南部地震における甚大な被害状況は、高度化、複雑化した大都市を大地震が襲った場合の人的、物的な被害や国際的な影響の大きさを人々に広く認知させた。これを契機に、発生確率の低い大地震に対しても、社会基盤施設が必要な耐震性能を有するように、多くの設計指針が改定されてきた（表 1-1 参照）^{1)~8)}。そのため、旧設計基準で設計された社会基盤施設には、現在の耐震基準を十分に満足していないものも数多く存在する。また、経年変化による強度低下などがもたらす耐震性能への影響も考えられる。ゆえに、既設社会基盤施設の耐震補強を考えた場合、補強対象となる構造物の支持力特性や耐震性能などの照査、必要とされる耐震性能の明確化、構造物全体として耐震性能を確保しうる合理的で簡便な耐震補強工法の開発、さらに耐震補強効果の適切な評価手法の確立が必要となる^{4), 8)}。

兵庫県南部地震以降も頻発する大地震、また近年、逼迫性が指摘されている東海、東南海、ならびに南海地震への対策のひとつとして、道路橋、鉄道高架橋の耐震補強が進められてきた。さらに、被災時の円滑な救急、救援活動や緊急物資の輸送、復旧活動の支援などの緊急輸送道路としての機能を期待される一般国道、新幹線や高速道路をまたぐ跨線橋、跨道橋の耐震補強促進を目的とした「緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラム」⁹⁾が策定され、災害に強い都市づくりが進められてきた。しかしながら、これらの耐震補強は橋脚を中心にしたものであるため、橋脚自体の耐震性能は向上するが、構造系全体の動的特性と破壊に至る過程が変化し、基礎など構造系全体の中で最も耐震性能が低い部位への負担が大きくなり破壊することも予想される⁴⁾。基礎の補強も含めた橋梁全体の耐震性を向上させることが非常に重要であるにもかかわらず、基礎の補強に関しては十分に行われていないのが現状である。その理由には、基礎の補強は施工空間、交通条件などの周辺環境に大幅に制約されるため、必然的に多大な工期と工費を要する点、補強工法の効果およびメカニズムが不明確である点などが挙げられる。

一方、耐震補強に限らず、適用指針の改定による考慮する地震動の見直し、道路橋、鉄道橋の拡幅工事などによる既設基礎の耐力不足、液状化、流動化、河床低下や基礎周辺の局所洗掘などによる支持力不足などに伴い、基礎構造の耐震性能が問題となることも多い。さらに、基礎は地震後の被災状況の調査や復旧が困難であることから、基礎の十分な耐震性能を確保しておくことは非常に重要である。以上を踏まえると、基礎の耐震補強技術を向上させる研究は地盤工学分野において大きな課題と位置づけられる。

現在、考案されている基礎の補強工法には、地盤改良などにより基礎の支持力を増加させる工法と、構造的に支持力を増加させる工法が挙げられる。一般に確実に経済的な工法とされる構造的に対処する方法の代表的なものには、フーチング拡大と増し杭による方法（増し杭工法）、地中連続壁工法、ケーソン基礎増設工法、鋼管矢板基礎増設工法などがある。これらの工法は一長一短であり、補強対象、地盤条件、施工条件に応じて補強工法を選択する必要がある。しかし、これらの補強技術は数例の実績があるにもかかわらず、補強効果や補強効果発現メカニズムが十分に把握できていないものも多く、必ずしも施工法が確立されているわけではない。

以上より、既設橋梁全体の耐震性能の向上には、合理的で経済的な基礎の補強工法に関する更なる検討と、補強後の支持力特性、ならびに補強効果、補強メカニズムの把握は欠かせず、合理的で経済的な設計手法、

施工方法を確立することが急務の課題といえる。

本研究では、基礎の補強工法である鋼管矢板基礎増設工法を対象とする。鋼管矢板基礎増設工法とは、既設基礎の周囲に鋼管矢板を建て込み、仮締切りと併用した上で頂版を打設して既設部と一体化し、水平支持力を増加させる方法である（図 1-1 参照）。本工法の特徴は以下のとおりである。

桁下施工で上空作業空間に制約を受ける場合でも、短尺鋼管矢板を接続打設可能

仮締切り兼用鋼管矢板基礎形式とすることで、狭い作業スペースでの施工が可能

補強後の平面形状が増し杭工法と比較して小さい

特に から、大水深、軟弱地盤に建設された渡河橋梁に対する補強工法として有効であると考えられている。本工法を渡河橋梁の既設ケーソン基礎に適用した事例はすでに数例存在するが、補強効果や補強効果発現メカニズムが明確でないため、統一された設計基準やマニュアルの策定には至っていない。したがって、補強効果発現メカニズムを解明し、本工法の補強効果を定量的に評価することができれば、経済的な補強設計を可能とするような設計規範を確立できる。

本研究では、合理的で経済性を追求した鋼管矢板基礎増設工法の設計基準の確立を目指し、まず、本工法の補強効果、補強効果発現メカニズムに影響を与える要因を整理する。次に、各要因に対する補強効果への影響を定量的に把握するために、遠心模型実験、振動台実験を実施する。続いて、三次元弾塑性有限要素解析を用いて、より詳細に補強効果発現メカニズムを解明し、本工法の実構造物レベルでの適用性を検証する。さらに、以上の結果から得られた知見を基にして、合理的に経済的な補強設計できる簡易手法と、補強後の基礎の耐震性能を詳細に検証できる三次元骨組構造解析手法を提案する。

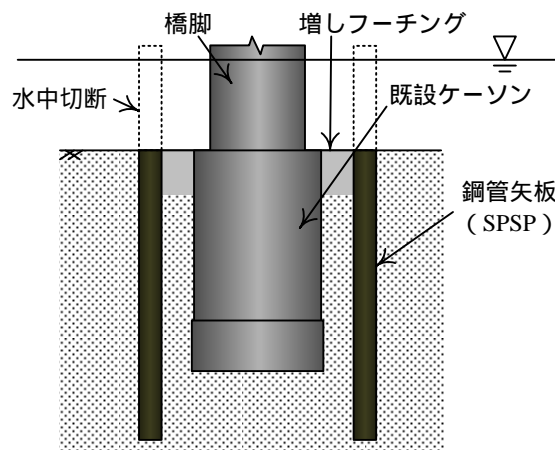


図1-1 鋼管矢板基礎増設工法

1.2 本論文の構成

前節に示したように、鋼管矢板基礎増設工法を合理的かつ経済的に施工するためには、補強構造や断面形状が補強後の基礎の支持力特性や変形特性に与える影響を評価する方法を確立し、最適設計手法を提案することが望まれる。本論文では、遠心模型実験および模型実験を通じ妥当性を検証した解析手法により、鋼管矢板基礎増設工法に関する基本原理の解明を目的とし、解明結果を基にした最適設計手法を提案する^{10)~18)}。

本論文の構成は以下のとおりである．

第1章では，本研究の背景と目的について説明した．

第2章では，既設基礎の耐震補強技術の現状を述べ，基礎の補強に関する基本的な考え方について示す．続いて，本論文で取り扱う鋼管矢板基礎増設工法の特長と設計法の現状を説明し，本工法の設計上，施工上の問題点を整理する．最後に，本研究で取り組む課題を整理する．

第3章では，**第2章**で整理した課題のひとつである補強効果および鋼管矢板基礎への荷重伝達機構の解明を目的とし，本研究で実施した遠心模型実験（静的水平載荷実験ならびに動的水平載荷実験）の概要および実験方法について述べる．静的水平載荷実験では，補強効果，荷重伝達機構に影響を与える要因として，頂版の結合構造，既設基礎と新設基礎の剛性比，支持地盤の剛性を上げ，各影響因子がもたらす補強効果ならびに鋼管矢板基礎への荷重伝達機構への影響に関する検討結果を示す．動的水平載荷実験では，静的実験の結果を踏まえた上で，頂版の結合構造，既設基礎と新設基礎の剛性比の影響に関する検討結果を示す．最後に，静的実験と動的実験における補強効果の比較から，静的支持力特性と動的支持力特性の違いを考察する．

第4章では，**第3章**で示した静的水平載荷実験に対し，三次元弾塑性有限要素解析による数値解析を行い，模型実験結果と比較することにより数値解析の適用性を検討する．その上で，模型実験では検討できない地盤の応力状態，鋼管矢板の断面力，鋼管矢板の継手の挙動などから補強効果発現メカニズムについて詳細に検討する．続いて，実構造物に対し本工法が適用された事例を対象に，模型実験に対するシミュレーションでその妥当性を検証した数値解析手法により，本工法の実構造物への適用性を検証する．補強検討事例は，河床低下による水平支持力不足が懸念される渡河橋梁ケーソン基礎に対し，鋼管矢板を38本用い，既設基礎の水平支持力を構造的に増加させる事例である．この解析では，簡便な構造を適用した場合の有効性を検討することを目的に，頂版の結合構造，鋼管矢板長をパラメータとし，それらの要因による影響を検討し，実大構造物レベルにおける補強効果，補強効果発現メカニズムを把握する．また，それらの結果から最適な補強構造を提案する．

第5章では，鋼管矢板基礎増設工法の合理的，経済的な設計手法の確立に向け，本論文で得られた成果を基にした補強構造の簡易な一次選定手法を提案する．この手法は，ノモグラムと呼ぶひとつのグラフから補強構造，すなわち a)頂版の結合構造，b)鋼管矢板長さを簡便に選択する手法であり，剛性比および必要な水平耐力増加倍率をパラメータとして考慮している．ここでは，設計の基本的な考え方，設計の流れを説明したのちに，補強構造（頂版の結合構造および鋼管矢板の長さ）を簡便に選択できる手法ならびにケーソン基礎および鋼管矢板基礎を三次元の骨組でモデル化し，複合構造を一体として解く解析手法について述べる．

第6章では，本論文を総括するとともに，本論文で得られた知見をまとめ，今後の課題を示す．

表1-1 兵庫県南部地震後の耐震基準・指針の改定⁵⁾を加筆修正

対象構造物・施設	指針・基準	改定の概要	
		耐震設計で考慮する地震動・地震外力	耐震性能 耐震設計手法等
道路橋	道路橋示方書・同解説 (2002年3月)	従来からの耐震設計で用いられてきた震度を踏襲した、「震度法に用いる設計水平震度」および「地震時保水平耐力法に用いる水平震度の2段階を考慮する」。後者についてはプレート境界地震(タイプ)と兵庫県南部地震のような断層近傍域の地震動(タイプ)を考慮する。	・液状化の判定方法の見直し(強地震動に対する締固まった砂の強度、細粒分と礫分の影響などを考慮する) ・側方流動に対する基礎の設計法・免震構造などの設計法を導入
鉄道施設	鉄道構造物等設計基準・同解説 (1999年10月)	2段階の地震動を考慮する。 L1地震動：構造物の設計耐用期間中に数回程度発生する確率を有する地震動 L2地震動：構造物の設計耐用期間中に発生する確率は低い。が非常に強い地震動	・塑性領域における大変形を考慮した設計法(コンクリート構造、鋼構造および基礎) ・側方流動に対する基礎の設計法 ・強地震動に対する土圧の算定法等
高圧ガス導管	高圧ガス導管耐震設計指針 (2004年3月) 高圧ガス導管液状化耐震設計指針及び資料編 (2002年2月)	2段階の地震動を考慮する。 レベル1地震動：供用期間中に1～2回発生する確率を有する一般的な地震動 レベル2地震動：供用期間中に1～2回発生する確率は低い。が非常に強い地震動で内陸型地震と海溝型地震による地震動	・地震波動による地盤変位に対して直管および異形管の許容ひずみを3%とする ・地盤の側方流動による曲管の変形に關し最大で30%までのひずみに相当する変形を許容する。 ・側方流動による地盤変位量の評価方法
港湾施設	港湾の施設の技術上の基準・同解説 (1999年4月)	2段階の地震動を考慮する。 レベル1地震動：施設の供用期間中に発生する確率が高い地震動 レベル2地震動：施設の供用期間中に発生する確率が低い。が大きな強度をもつ地震動	・液状化の判定法の見直し
河川堤防	建設省河川砂防技術基準(案)設計編(1),(2) (1997年9月)	改定前は一般に地震に対する安全性は考慮されていないが、改定によって設計水平震度0.2に相当する地震動を考慮することとなった。	高規格堤防に関する規定を追加
水道施設	水道施設耐震工法指針・解説 (1997年3月)	2段階の地震動を考慮する。 レベル1地震動：施設の供用期間中に1～2度発生する確率を有する地震動 レベル2地震動：発生確率は低い。が大きい地震動	・液状化の判定法に関する規定を改定 ・兵庫県南部地震および新潟地震における実測値をもとにした設計用地盤ひずみと地盤変位を規定 ・側方流動に対する基礎の設計法
下水道施設	下水道施設耐震工法指針・解説 (1997年8月)	2段階の地震動を考慮する。 レベル1地震動：施設の供用期間中に1～2度発生する確率を有する地震動 レベル2地震動：直下型地震等のように供用期間中に発生する確率は低い。が大きな強度をもつ地震動	・応答変位法を用いたレベル2地震動に對する耐震設計では、地震外力として兵庫県南部地震等をもとにした速度応答スペクトルと地盤のひずみを用いることを設定 ・液状化の判定法に関する規定を改定

第2章 既設基礎の耐震補強技術に関する既往の研究と鋼管矢板基礎増設工法の設計の現状

2.1 概説

本章では、2.2 で既設基礎の耐震補強技術として、基礎の補強の現状、基礎の補強が必要な事例と各基礎形式の安定性照査項目、基礎の補強の基本的な考え方を説明したのちに、既設基礎耐震補強技術に関する研究および適用事例について触れる。続いて、2.3 で本研究が対象とする鋼管矢板基礎増設工法の特徴、施工実績、現状の設計手法ならびにその問題点を示す。最後に、本研究で解明すべき課題を整理する。

2.2 既設基礎の耐震補強技術

2.2.1 基礎の補強の現状

兵庫県南部地震以降、昭和55年以前に定められた基準で設計され、耐震補強が必要な橋梁や高架橋への対策は、主に橋脚を対象として進められてきた。表2-1¹⁹⁾に、国土交通省により発表された2004年度終了時の道路、新幹線の橋梁の耐震補強の進捗状況を示す。これより、新幹線の高架橋柱、もしくは高速道路をまたぐ跨道橋の約70%は耐震補強が完了し、国道における跨線橋の実施率は約90%と順調に対策が進んでいる。一方、緊急輸送道路に指定された国道における河川橋の実施率は、約30%と十分とはいえない状況であった。これを受け、国と都道府県が連携して進める緊急輸送道路の機能確保のためのプログラム「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」⁹⁾が実施され、各橋梁、高架橋の耐震補強は2007年度までに完了予定となっている。しかしながら、これらの耐震補強は橋脚を対象としたものであり、基礎に対する補強は、施工性や経済性の課題により、一向に進んでいないのが現状である。橋梁全体の耐震性能を考えた場合に、橋脚だけの補強で十分な耐震性能が得られるとは限らず、橋梁全体系の中で最も耐震性能が低い部位に破壊が生じる可能性がある。ゆえに、表2-2²⁰⁾に示す橋梁の耐震補強法を利用して、橋梁全体の耐震性を高めることが最も重要となる。また、新設構造物の構築が減少していく昨今、既設構造物の補修、補強による既存の構造物の機能を有効に活用することが求められ、今後の建設投資の中心を占めることは間違いない。以上を鑑みると、基礎の耐震補強技術を向上させる研究は地盤工学分野において大変意義深い。

2.2.2 基礎の補強が必要な事例と基礎の安定性照査項目

(1) 基礎の補強が必要な事例

2002年にまとめられた既設道路橋基礎補強に関する資料⁸⁾によると、過去の地震被害では、

- ①液状化に伴う流動化が生じる
- ②基礎の耐力および変形性能が著しく小さい
- ③液状化の判定が変更となり、液状化時の基礎の耐力が著しく小さい
- ④その他、特殊な条件を有する場合

に基礎の補強を含めた耐震性の向上を検討するケースが多い。また、上記以外にも、河床洗掘などによる基礎周辺地盤の低下に起因する基礎の耐力不足により、基礎の補強が必要になる場合がある。いずれにおいても、補強の優先度は、基礎そのものの耐震性レベルに加え、人命、生存に与える影響、地震後の応急救急活

表2-1 耐震補強の進捗状況¹⁹⁾を修正

(a) 一般道路（橋梁数で表示）

○跨線橋・跨道橋

	直轄国道	都道府県 管理道路	合計
要対策数	754	562	1316
対策済数	660	343	1003
実施率	88 %	61 %	76 %

○河川橋

	直轄国道	都道府県 管理道路	合計
要対策数	1115	2394	3509
対策済数	330	1091	1421
実施率	30 %	46 %	40 %

(b) 高速自動車国道（橋脚数で表示）

	高速自動車 国道	首都 高速道路	阪神 高速道路	本州四国 連絡道路
要対策数	14210	7221	7712	164
対策済数	13522	7221	7601	105
実施率	95 %	100 %	99 %	64 %

(c) 新幹線（高架橋柱本数で表示）

	東北新幹線	上越新幹線	北陸新幹線	東海道 新幹線	山陽新幹線
要対策数	12500	6000	－	17600	32500
対策済数	8900	3300	－	12700	24400
実施率	71 %	55 %	－	72 %	75 %

動や火災などの二次災害防止や、地震後の地域の生活機能や経済活動、さらに復旧の難易度を考慮することが重要である。

(2) 基礎の安定性照査項目

道路橋示方書⁶⁾に記述される設計の基本には、基礎は常時、暴風時およびレベル1地震時に対し、支持、転倒および滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位は許容変位以下とするものとある。また、レベル2地震時に対し、地震時保有水平耐力法による照査を行わなければならない。以下に示す安定性照査項目（各基礎形式ごとにまとめる）を満足しない場合に、基礎の補強が必要と判断される。

表2-2 橋梁の耐震補強法の分類²⁰⁾

力学的な要求耐震性能	耐震補強の目的	耐震補強法
下部構造躯体の耐震性の向上	<ul style="list-style-type: none"> ・ 躯体の曲げ耐力，せん断耐力の向上 ・ 変形性能の向上 ・ 剛性の向上（変形の拘束） 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鉄筋コンクリート巻立て ・ 鋼板巻立て ・ 新素材等の巻立て ・ 耐震壁増設（ラーメン構造ほか） ・ 補鋼材の増設
基礎構造の耐震性の向上	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地盤の液状化の向上 ・ 支持力（鉛直，水平）の向上 ・ 基礎本体の耐力・変形性能の向上 ・ 洗掘による支持力不足対策 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 増し杭 ・ フーチング拡大 ・ 地中壁の設置 ・ 鋼管矢板基礎増設 ・ 地盤改良
支承構造の耐震性の向上	<ul style="list-style-type: none"> ・ 水平耐力の向上 ・ 変形性能の向上 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 支承の交換（ゴム系支承との交換） ・ 変位制限構造の設置
橋全体系の耐震性の向上	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地震時慣性力の低減 ・ 全体系の変位の制限 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 免震構造，制震構造 ・ 全体系の中で慣性力分担の調整 ・ 全体系の中で変位の制限
フェイルセーフ機構	<ul style="list-style-type: none"> ・ 落橋防止システムの設置 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 桁かかり長 ・ 落橋防止構造 ・ 変位制限構造 ・ 段差防止構造

a) 直接基礎

直接基礎の場合，一般に良好な支持層に支持されているため地盤の支持力に余裕があることから，レベル2地震時に対する安定性照査を行わなくてよい．レベル1地震時の照査項目は，基礎底面における鉛直地盤反力が基礎底面地盤の許容鉛直支持力以下であること，直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置が底面の中より底面幅の1/3以内であること，基礎底面におけるせん断地盤反力が基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下であること，直接基礎の変位が許容変位以下であること，フーチングに生じる応力度が許容応力度以下であることである．

b) ケーソン基礎

レベル1地震時の照査項目は，基礎底面における鉛直地盤反力度が基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下であること，基礎底面におけるせん断地盤反力が基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下であること，ケーソン基礎の変位が許容変位以下であること，ケーソン基礎の各部材に生じる応力度が許容応力度以下であることである．

また，レベル2地震時に対するケーソン基礎の安定性照査項目は，基礎に生じる断面力，地盤反力度およ

び変位が後述の基礎の降伏に達しないこととある。ケーソン基礎における基礎の降伏とは、基礎の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時と定義されている。詳述すると以下のとおりである。

①基礎の塑性化

円形断面の場合、基礎本体水平断面のうち 90° の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏する時であり、矩形断面の場合基礎背面側の壁における全ての軸方向鉄筋が降伏する時である。また、小判形の場合では、基礎背面の壁が半円の場合には円形断面の条件を、平面の場合には矩形断面の条件を適用する。

②基礎前面地盤の塑性化

前面地盤の塑性領域率が 60 % に達する。

③基礎底面の浮上り

基礎底面の浮上り面積率が 60 % に達する。

c) 杭基礎

レベル 1 地震時の照査項目は、各杭頭部の軸方向反力が許容支持力以下であること、杭基礎の変位が許容変位以下であること、杭基礎各部材に生じる応力度が許容応力度以下であることである。

レベル 2 地震時の杭基礎の安定照査項目は、基礎に生じる断面力、杭頭反力および変位が、基礎の降伏条件に達しないこととある。杭基礎における基礎の降伏とは、杭体の塑性化あるいは杭頭反力が上限値に達することにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時と定義されている。詳述すると以下のとおりである。

①杭体の塑性化

全ての杭において杭体が塑性化する。なお、杭体の塑性化する状態とは、場所打ち杭、PHC 杭、SC 杭および RC 杭では曲げモーメント～曲率関係で降伏に達した時、鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭では鋼管の最外縁部の応力度が降伏点に達した時である。

②杭頭反力が上限に達すること

一列の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。

d) 鋼管矢板基礎

鋼管矢板基礎におけるレベル 1 地震時の照査項目は、鋼管矢板基礎底面における鋼管矢板の鉛直反力が鋼管矢板の許容支持力以下であること、鋼管矢板基礎の変位が許容変位以下であること、鋼管矢板基礎の各部材に生じる応力度が許容応力度以下であることである。

また、レベル 2 地震時に対する鋼管矢板基礎の照査では、基礎に生じる断面力、地盤反力度および変位が基礎の降伏に達しないことが求められる。鋼管矢板基礎の降伏の定義は、鋼管矢板の塑性化あるいは鋼管矢板の鉛直反力が上限値に達することによる上部構造の慣性作用位置での水平変位が急増する点である。以下に詳述する。

①鋼管矢板の塑性化

外壁鋼管矢板の押込み側の 1/4 範囲の鋼管矢板の縁応力度が降伏点に達する。

②基礎底面の極限支持力

1/4 以上の鋼管矢板の先端において、鉛直反力が鋼管矢板先端の極限押込み支持力に達する。もしくは、鋼管矢板の先端において、鉛直反力が鋼管矢板先端の極限押込み支持力に達したものと浮上りが生じたものの合計が、全鋼管矢板の 60 % に達する。

表2-3 各基礎形式の安定性照査の基本⁶⁾

基礎形式	照査内容					基礎の剛性 評価
	転倒	鉛直支持		水平支持・滑動・水平変位		
	照査項目	照査面	照査項目	照査面	照査項目	
直接基礎	－	底面	支持力	底面 [前面]	せん断抵抗力 [受働抵抗力]	剛体
ケーソン基礎	－	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体
鋼管矢板基礎	－	底面	支持力	設計上の地盤面	水平変位	弾性体
地中連続壁基礎	－	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体
杭基礎	－	杭頭	支持力	設計上の地盤面 または杭頭	水平変位	弾性体

[]：前面地盤の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査を行う。

e) 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎では、レベル 1 地震時の照査項目は地中連続壁基礎底面における鉛直地盤反力度が許容鉛直支持力度以下であること、基礎底面のせん断地盤反力が許容せん断抵抗以下であること、変位が許容変位以下であること、各部材に生じる応力度が許容応力度以下であることが求められる。

また、レベル 2 地震時に対する安定性照査項目は、他の基礎形式と同様に、基礎に生じる断面力、地盤反力度および変位が基礎の降伏に達しないことである。基礎の降伏は、基礎の塑性化などにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増する点と定義される。この工法では慣性力作用位置の荷重～変位関係を求めたうえで、基礎の降伏を定めるとしている。

上述を整理して、表 2-3 にレベル 1 地震時における各基礎形式の安定性の照査に関する基本事項、照査項目を、表 2-4 に各基礎形式の地震時保有水平耐力法をまとめる。

2.2.3 基礎の補強の基本的な考え方

基礎の補強は、主に①基礎の耐力を向上させる方法、②良好な地盤に荷重を伝達させる方法、③基礎周辺地盤の液状化による強度低下を防止する方法、④地震時に基礎に作用する荷重を低減させる方法、⑤橋桁の落橋に対する安全性を向上させる方法に分類される。それぞれの基本的な考え方の特徴と主な工法を表 2-5 にまとめる。これらの考え方の中で最も一般的な方法が、①基礎の耐力を向上させる方法である。この方法は、補強対象、補強目的に合わせた工法が研究、開発されており、本研究で取扱う鋼管矢板基礎増設工法もこの方法に分類される。よって、ここでは基礎の耐力を向上させる方法について詳述する。

基礎の耐力を向上させる方法には、既設基礎に新たな構造部材を付加し基礎の耐力を増加させる方法と、基礎周辺の地盤強度を増加させることにより基礎の耐力を増加させる方法により行われる。前者では、増し杭と既設のフーチングの拡大を組合せて補強する増し杭工法が代表的で、設計、施工上の諸条件に合わせて、地中連続壁基礎や鋼管矢板基礎、ケーソン基礎を増設して既設フーチングと一体化して補強する工法などがある。後者では、基礎周辺地盤を固化する固化工法^{21), 22)}や矢板と固化工法を併用した工法²³⁾などが代表的なものとして挙げられる。基礎の耐力を向上させる方法は最も効果的で、経済的な手法とされており、現在

表2-4 各基礎形式における地震時保有水平耐力法⁶⁾

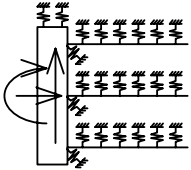
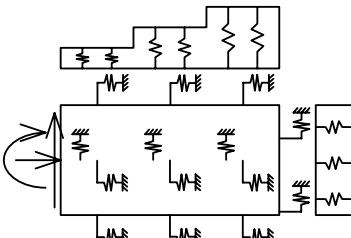
基礎方針	解析モデル	降伏およびその目安	許容塑性率	許容変位
<p>基礎方針</p> <p>直接基礎</p>	<p>地盤抵抗および基礎本体の塑性化、または基礎の浮上りを考慮する。</p>  <ul style="list-style-type: none"> 杭頭がフーチングに剛結されたラーメン 杭の軸方向および軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型 杭体の$M \sim \phi$関係はバイリニア型 	<p>上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める時。</p> <ul style="list-style-type: none"> 全ての杭で杭体が塑性化する。 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。 	<p>橋としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷にとどめる。</p> <p>橋脚基礎では4 橋台基礎では3</p>	
ケーソン基礎	<ul style="list-style-type: none"> 基礎本体は1本の柱状体 基礎本体の$M \sim \phi$関係は線形(塑性化を考慮する場合はトリリニア型) 6種類の地盤抵抗要素(バイリニア型) 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎本体が塑性化する。 基礎前面地盤の60%が塑性化する。 基礎底面の60%が浮上る。 	<p>橋脚基礎ではRC橋脚の許容塑性率の算定に準じる。</p> <p>橋台基礎では3</p>	<p>橋脚基礎において塑性化を考慮する場合には、基礎天端において、回転角0.02 rad程度を目安としてよい。</p>
鋼管矢板基礎		<ul style="list-style-type: none"> 1/4の鋼管矢板が塑性化する。 1/4の鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達する。 鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達したものと浮上りを生じたものの合計が60%に達する。 	<p>橋脚基礎では4 橋台基礎では3</p>	
地中連続壁基礎		<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。 	<p>橋脚基礎ではRC橋脚の許容塑性率の算定に準じる。</p> <p>橋台基礎では3</p>	

表2-5 基礎の補強の基本的な考え方とその特徴

種類	基本的な考え方	代表的な工法
基礎の耐力を向上させる方法	<ul style="list-style-type: none"> ・既設基礎に新たな構造部材を付加し、基礎の耐力を構造的に増加させる。 ・基礎周辺の地盤強度を増加させ、基礎の耐力を増加させる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・フーチングの補強 ・増し杭工法 ・マイクロパイル工法 ・地中連続壁増設工法 ・鋼管矢板基礎増設工法 ・固化工法 <p>etc.</p>
良好な地盤に荷重を伝達させる方法	<ul style="list-style-type: none"> ・既設の基礎が良好な支持層に十分に根入れされていない場合に用いられる。 ・基礎底面の地盤改良も考えられる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・増し杭工法
基礎周辺地盤の液状化による強度低下を防止する方法	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤改良により地盤の動的せん断強度を増加させる。 ・地盤中に透水層を設け、間隙水圧の増加を抑制させる。 ・地盤中に矢板や地中連続壁を設置し、地震時の地盤のせん断応力あるいはせん断ひずみを減少させる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼材、コンクリート壁などで囲う方法 ・砕石置換方法 ・固化工法
地震時に基礎に作用する荷重を低減させる方法	<ul style="list-style-type: none"> ・地震時に基礎に作用する上部構の慣性力を支承条件の変更や免震支承の採用で低減させる。 ・鋼床版などを用いて死荷重を低減させる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・構造系の変更 ・中間橋脚の増設 ・上部工の架替え
橋桁の落橋に対する安全性を向上させる方法	<ul style="list-style-type: none"> ・支承位置での相対変位に対し、橋桁の落橋が発生しないようにする。（基礎自身の損傷を抑えることが出来ない場合） 	<ul style="list-style-type: none"> ・桁の連続化 ・フーチングの連結 ・桁の連結

に至るまで様々な種類の工法が研究、開発されている。次項では、既設基礎の耐震補強技術に関する研究および開発事例を概観する。

2.2.4 既設基礎の耐震補強技術に関する研究ならびに適用事例

既設基礎の耐震補強技術に関する研究は、補強工法に関するもの、上部構造と下部構造それぞれに対して行う耐震補強のバランスや、最適な補強工法を評価する手法に関するものとに分けられる。関連する研究により得られた知見を以下にまとめる。

まず、主な補強工法に関する研究（表2-6 参照）について示す。

増し杭工法のような従来工法では対応できない狭隘な空間で施工可能なマイクロパイル（小口径の鋼管杭）工法による耐震補強（マイクロパイル工法）の適用性を検証するために、施工試験、振動台実験、動的解析による動的挙動の把握など多くの研究が実施され、その適用性が実証され²⁴⁾、設計施工マニュアルが整備されている。

神田ら²⁵⁾は、直接基礎および杭基礎の課題を克服する基礎として、シートパイルとフーチングを組み合わせたシートパイル基礎の提案を行い、水平力作用時の直接基礎およびシートパイル基礎の挙動を数値解析的に比較検討された。その結果、シートパイル基礎は直接基礎と比較して高い耐震性能を有し、その優位性が認められ、鉄道構造物に適用するシートパイル基礎の設計、施工マニュアル²⁶⁾がまとめられている。なお、シートパイル基礎の適用原則は、新設基礎建設時の仮土留め用の鋼矢板を基礎の一部として活用する工法であるが、既設基礎の耐震補強工法への適用も視野に入れられた工法である。

城戸ら²⁷⁾による地中連壁による杭基礎の耐震補強に関する研究は、その対策工法の有無による杭体の応答特性を遠心加速度場における加振実験を行うことにより調査され、連壁の補強効果が検討された。その結果、杭基礎周辺に連壁を構築することにより杭に生じる曲げモーメントを抑える効果が確認された。ただし、曲げモーメントの低減効果を期待する場合には連壁を構築する際に、連壁の膝下部を液状化しない層まで根入れすることが重要であることが示された。

大久保²⁸⁾は杭式と重力式を複合化した基礎構造物の挙動特性に関する検討を行った。荷重に対して曲げ剛性で抵抗する杭式基礎と構造物自体の重量で抵抗する重力式基礎を組み合わせた複合構造の挙動特性に関して、杭式と重力式を簡単な形でモデル化した模型実験にて検討された。その結果、複合基礎は重力式と比較して耐荷力が大きく向上し、水平方向の荷重に対して粘り強い挙動を示すことが確認され、複合構造が杭式と重力式の組み合わせにて評価できることが示唆された。

田邊ら²⁹⁾は、地盤補強型基礎の補強土効果について検討を行った。棒状補強材を深礎基礎の周辺に打設して、補強効果（以後、補強土効果とする）を発揮させ、支持力を増加させるタイプの地盤補強型基礎の開発に当たって、補強土効果の実証を目的とした現場一面せん断試験（補強材が打設されたある地盤のせん断試験）が行われた。その結果、せん断によって生じる正のダイレイタンスを剛性の高い補強材が抑制することで、補強土効果である地盤のせん断効果が確認され、さらに、ダイレイタンスを抑制することにより発生する補強材軸力が拘束圧として地盤へ作用することが確認された。

深田ら²³⁾は、基礎フーチングの周囲を矢板で囲み、内部を固化改良する基礎補強工法を開発し、比較的大規模な工事になる傾向にある基礎の補強工法に対し、簡易な補強方法のひとつとして位置づけている。一連の研究では、補強効果を明らかにするために、軟弱地盤、砂質地盤を対象とした模型実験が実施された。また、設計モデルを構築し解析的な検証が実施され、設計法の適用性が検討された。その結果、水平支持力の増加、変位の低減ならびに杭体の曲げモーメントの低減が確認され、「二次元バネフレーム+FEM モデル」による設計モデルを用いると実験を精度よく再現できることから、新しい設計モデルの補強工法の構造検討への実用性が確認された。

続いて、上部構造と下部構造それぞれに対して行う耐震補強のバランスや、最適な補強工法を評価する手法に関する研究について示す。

太田ら³⁰⁾は、柱の耐震補強による耐力増加と杭基礎構造物の関係に関する検討を行った。柱（橋脚）の過度な補強を行うと、基礎が先に降伏する可能性があるため、柱と杭基礎のバランスの取れた設計を行う必要がある。そこで、柱高が 10m 程度の RC 橋脚で、基礎形式が場所打ち杭のものを対象として補強耐力比（補強後の柱耐力/既設の柱耐力）の計算を行った。その結果、補強耐力比が橋脚基礎の降伏判定を行う一つの指標となる可能性が示された。

鈴木ら³¹⁾は、合理的かつ客観的な耐震補強の判断手法として、地震リスクを考慮したライフサイクルコスト（LCC）による杭基礎構造物の耐震補強効果について検討を行った。そこで、既設構造物の耐震補強の必

表2-6 既設基礎補強工法の開発状況

工法名	工法概要	マニユアル整備状況	施工実績	適用性 (○適用性高い, △限定的適用, ×適用不可)	
				渡河橋梁基礎	陸上橋梁基礎
マイクロパイル工法	小径鋼管 (300 mm以下) を多本数設置する工法。「高耐力マイクロパイル工法」「STマイクロパイル工法「ねじ込み式マイクロパイル工法」に細分。	(独) 土木研究所との共同研究で設計施工マニユアルは整備済み。	有 (不明)	△ 別途仮締切りが必要	○ 空頭制限下施工, 省スペース施工が可能。
Kui Taishin SSP工法	パイルベント基礎の補強を対象とした工法。既設基礎を取り囲むように, 鋼板を地中に圧入して, 耐力向上を図る。	(独) 土木研究所との共同研究で設計施工マニユアルは整備済み。	有 (6件)	○～△ パイルベント基礎 (杭径400～1200 mm) が対象, 補強鋼板は仮締切りも兼用。	△ パイルベント基礎 (杭径400～1200) が対象。
PCウェルリフレ工法	PCウェルの補強を対象とした工法。既設基礎を取り囲むように, 鋼板を地中に圧入する工法。	(不明)	有 (3件)	○～△ PCウェル径1600～4000 mmが対象, 補強鋼板は仮締切り兼用。	△ PCウェル径1600～4000 mmが対象。
In-Cup工法	既設基礎を鋼矢板で囲い込み, 囲い込んだ中を注入固化する工法。	技術審査証明取得	有 (1件)	△ 鋼矢板を仮締切りに兼用可能。ただし, 仮締切り内の注入口の施工性は検証必要。	○ 増し杭工法に比べ, 工費1/3, 工期1/2以下。
シートパイル基礎	鋼矢板とフーチングを結合させた基礎構造。新設基礎が対象であるが, 既設の直接基礎の補強への適用も可能。	(財) 鉄道総合研究所により設計施工マニユアルは整備済み	無	△ 適用基礎・地盤は限定的であるが, 鋼矢板を仮締切り兼用とした応用展開も可能。	○ 直接基礎の補強では, 最も経済的となる可能性大。
CPR工法	地中の所定箇所を注入固化し, 杭と一体となる版状の補強体を造成する工法。	(不明)	有 (不明)	△ 別途仮締切りが必要	○ 耐力増加が少ない場合に有効
鋼製パネル式	3 m角程度のパネルをボルトで接合して仮締切り壁を築造する工法。パネル間には止水用のゴムを挟み込む。	(不明)	有 (不明)	△ 橋脚補強が対象。 鋼製パネル式は, 鋼矢板二重壁および鋼管矢板壁比べ, 工費1/2～1/3, 工期1/3以下。ただし, 基礎補強の場合は, 底面地盤の止水処理などの工夫が必要。	×
NDR工法	鋼製函体を用いた仮締切り工法。	(不明)	有 (12件)		
STEP工法	鋼製パネルをジャッキで圧入する工法	(不明)	無		

要性に関して、リスクを考慮した2次元有効応力解析に基づくLCCの観点からの評価が試みられた。検討ケースとしては、補強なし、地盤改良工法（具体的には、SCP工法）、増杭工法、鋼矢板囲込み工法の4つのパターンについてLCCによる評価を行った。その結果、定量的な評価を行うことができ、LCCによる耐震補強評価は客観性が高い手法であると結論付けられた。

このように、橋梁基礎に対する耐震補強技術の研究は盛んに行われている状況であり、本研究も一連の研究のひとつとして位置づけられる。

2.3 鋼管矢板基礎増設工法の特徴と課題

2.3.1 鋼管矢板基礎増設工法の特徴

鋼管矢板基礎増設工法は、既設基礎の周囲に鋼管矢板を建て込み、仮締切りと併用した上で頂版を打設して既設部と一体化させることで、水平および鉛直方向の抵抗面積、剛性を増加させ、基礎の水平変位、回転角を抑制させる方法である。施工手順（図 2-1 参照）は、まず、①既設の基礎の周囲に、仮締切り兼用の鋼管矢板を建て込み閉合し、②仮締切り内を既設基礎フーチング下面まで掘削する。続いて、③鋼管矢板と既設フーチングとを鉄筋およびコンクリート等により一体化させ、④鋼管矢板と既設フーチングとを結合するコンクリートを打設する。最後に、⑤仮締め切り部の鋼管矢板を切断撤去して終了する。また、本工法の施工上の特徴は以下のとおりである。

- ・桁下施工で上空作業空間に制約を受ける場合でも、短尺鋼管矢板を接続打設できる。
- ・仮締切り兼用鋼管矢板基礎形式とすることで、狭い作業スペースでの施工が可能である。
- ・補強後の平面基礎形状が、増し杭工法に比較して小さくできる。
- ・鋼管矢板基礎としては鉛直支持力を期待しない場合には、鋼管矢板打設工法に圧入工法、振動工法なども採用できる。

2.3.2 鋼管矢板基礎増設工法の施工実績

鋼管矢板基礎増設工法の施工実績を表 2-7 に示す。本工法は、仮締切りを兼用できる利点を活かして、昭和 51 年にはじめて宮崎県の王子橋に適用され、兵庫県南部地震以降、その適用例は増加傾向にある。補強の対象とする基礎形式は、渡河橋梁のケーソン基礎が多く、補強理由は震災による損傷、橋梁拡幅、河床の洗掘などに伴う水平支持力不足が主である。

2.3.3 鋼管矢板基礎増設工法の設計手法の現状と課題

(1) 設計手法の現状と課題

鋼管矢板基礎増設工法の設計上の課題、すなわち通常設計との違いを整理すると、次の3点になる。

①荷重分担（鉛直、水平、モーメント）の考え方（図 2-2 参照）

これまでの施工実績で採用された設計法の考え方の一例⁸⁾を以下に示す。

- ・常時、地震時（震度法）、暴風時の鉛直荷重は既設基礎が負担する。
- ・地震時保有水平耐力法における鉛直荷重は、同じく既設基礎が負担する。
- ・地震時保有水平耐力法における水平力およびモーメントは、外周の鋼管矢板が鋼管矢板基礎として負担する。

表2-7 鋼管矢板基礎増設工法の施工実績

橋梁名	施工 時期	既設ケーソン仕様	補強理由	鋼管矢板仕様	井筒外径	基礎形式	既設ケーソン との隔離	空頭制限	最短 鋼管矢板長	施工法	施工法		
											荷重分担 (V・H・M)	頂版結合方式	ケーソンとの結合方法
王子橋	S51.2	オープンケーソン 小判形 9400×4600×L10000	集中豪雨による河床洗掘 に伴う橋脚の下流側への 傾斜	$\phi 812.8 \times t 10 \times$ $L 25500 / 14000$	小判形 11835×7597	脚付き型 仮締切	橋軸 683.7 直角 404.7	-	-	打撃工法	すべての鋼管矢板基礎 (ケーソンは無視)	鋼管杭方法	根巻きコンクリートで一体化
枚方大橋 水管橋	S58.11	ニューマチックケーソン 小判形 8000×5000×L	-	$\phi 800 \times t 9 \times$ $L 16000$	小判形 12200×9200	井筒型 仮締切兼用	橋軸 1000 直角 1000	-	L = 4000	中掘り工法+先行プレボー リング工法 セメントミ ルク根固めあり	-	-	薬液注入？
和歌山42号 郵便橋	H5.4	ニューマチックケーソン 小判形 7100×2000×L	橋梁拡幅による荷重増加 に伴う基礎補強	$\phi 800 \times t 12 / 9 \times$ $L 10000$	小判形 16254×6834	井筒型 仮締切兼用	橋軸 1617 直角 ??	-	L = 5000	中掘工法 (セメントミルク方式)	-	鉄筋スタッド	ケーソン躯体をはつり，鉄筋 差し込み（アンカー方式，エ ポキシ樹脂充填）
東魚崎橋	H7.8	ニューマチックケーソン 円形 5000×5000×L	震災により損傷した橋梁 の架け替え	$\phi 600 \times t 9 \times$ L 15500	円形 7634×7634	井筒型 仮締切兼用	橋軸 800 直角 800	なし 橋脚 取り壊し	L = 11000 + 12000	中掘工法 (セメントミルク方式)	すべての鋼管矢板基礎 (ケーソンは無視)	プレート ブラケット	ケーソンとの結合なし
名神高速 武庫川橋	H7.10	オープンケーソン 円形 5500×5500×L 24000	震災により損傷した橋脚 の補強に伴う基礎補強	$\phi 800 \times t 9 \times$ $L 13500$	円形 8828×8828	井筒型 仮締切兼用	橋軸 864 直角 864	H = 5500	L = 2000× 7本続き	中掘工法 (セメントミルク方式) 低空頭専用杭打ち機使用	V：ケーソン基礎 H・M：鋼管矢板基礎	プレート ブラケット	ケーソン躯体をはつり，鉄筋 差し込み
六甲アイラ ンド線 下部工	H8.4	オープンケーソン 円形	震災により損傷した 基礎補強	$\phi 600 \times t 12 \times$ $L 44600$	円形 8711×8711	井筒型 仮締切兼用	-	橋脚撤去，近 接の高架橋下 のみ制限あり	L = 3400	JV工法 (WJ併用パイプロ)	すべての鋼管矢板基礎 (ケーソンは無視)	プレート ブラケット	ケーソンとの結合なし
今津線 武庫川橋梁	H8.11	直接基礎	河床の洗掘	$\phi 800 \times t 12 \times$ $L 8500$	小判形 22078×11600	井筒型 仮締切兼用	-	-	L = 3000	中掘工法 (セメントミルク方式)	-	プレート ブラケット	-
明石 東二見橋	H11.6	ニューマチックケーソン 円形 10000×10000×L 21500	橋梁拡幅による荷重増加 に伴う基礎補強	$\phi 800 \times t 12 \times$ $L 21500$	円形 14821×14821	井筒型 仮締切兼用	橋軸 1610.5 直角 1610.5	H = 5140	L = 3000× 10本続き	鋼管パイラー圧入工法 (WJ併用) セメントミルク根固め	V：ケーソン基礎 H・M：鋼管矢板基礎 ただし，フレーム計算により 詳細な荷重分担率を設定	プレート ブラケット	ケーソン躯体をはつり，鉄筋 差し込み（基礎間を深層混合 処理で固結）
宝塚線 猪名川橋梁	-	ニューマチックケーソン	現河床掘り下げに伴う 基礎保護	$\phi 600 \times t 9 \times$ $L 14000$ 二港湾型継手	矩形 14460×7200	脚付き型 仮締切兼用	-	H = 5000	L = 1000	中掘工法 低空頭専用杭打ち機使用	すべてケーソン (鋼管矢板基礎は保護工)	-	ケーソンとはコンクリートお よびPC鋼棒とで一体化を図 り，薬液注入により補強
古座橋	-	杭基礎（斜杭）	-	$\phi 800 \times t 12 \times$ $L 30500$	円形 25492×25492	脚付き型 仮締切兼用	-	-	L = 2500	鋼管パイラー圧入工法 (WJ併用)，JV工法 セメントミルク根固め	V：杭基礎 H・M：鋼管矢板基礎	プレート ブラケット ボルト接合	杭との結合なし
放出吹田 淀川橋梁	-	ニューマチックケーソン 小判形 13000×3000×L	河床の洗掘	$\phi 800 \times t 12 \times$ $L 28500$	小判形 15216×6834	井筒型 仮締切兼用	橋軸 1917 直角 1108	-	L = 1500	鋼管パイラー圧入工法 (WJ併用)	-	-	-
板屋ヶ瀬橋	-	ニューマチックケーソン	上下線分離化（新設橋梁 供用，既設上部工を撤 去，既設ケーソンを補強 後，新規橋梁施工）	$\phi 800 \times t 9 \times$ $L 20500$	円形 10158×10158	井筒型 仮締切兼用	-	-	L = 8500	-	-	-	-
かもめ大橋	-	鋼管矢板基礎 小判形 17935×15050×L27000	橋脚の耐震補強に伴う 基礎補強	$\phi 1200 \times t 14 \times$ $L 27000$	小判形 27142×24258	井筒型 仮締切兼用	橋軸 3403 直角 3403	H = 6000	-	鋼管パイラー圧入工法	すべての新設鋼管矢板基礎 (既設は無視)	プレート ブラケット	-
新名西橋 桁下施工例	-	-	-	$\phi 1000 \times t \times$ $L 25000$	矩形 23460×15974	井筒型 仮締切兼用	-	H = 6500	L = 3000	油圧式回転掘削機 併用圧入工法 セメントミルク根固め	-	-	-

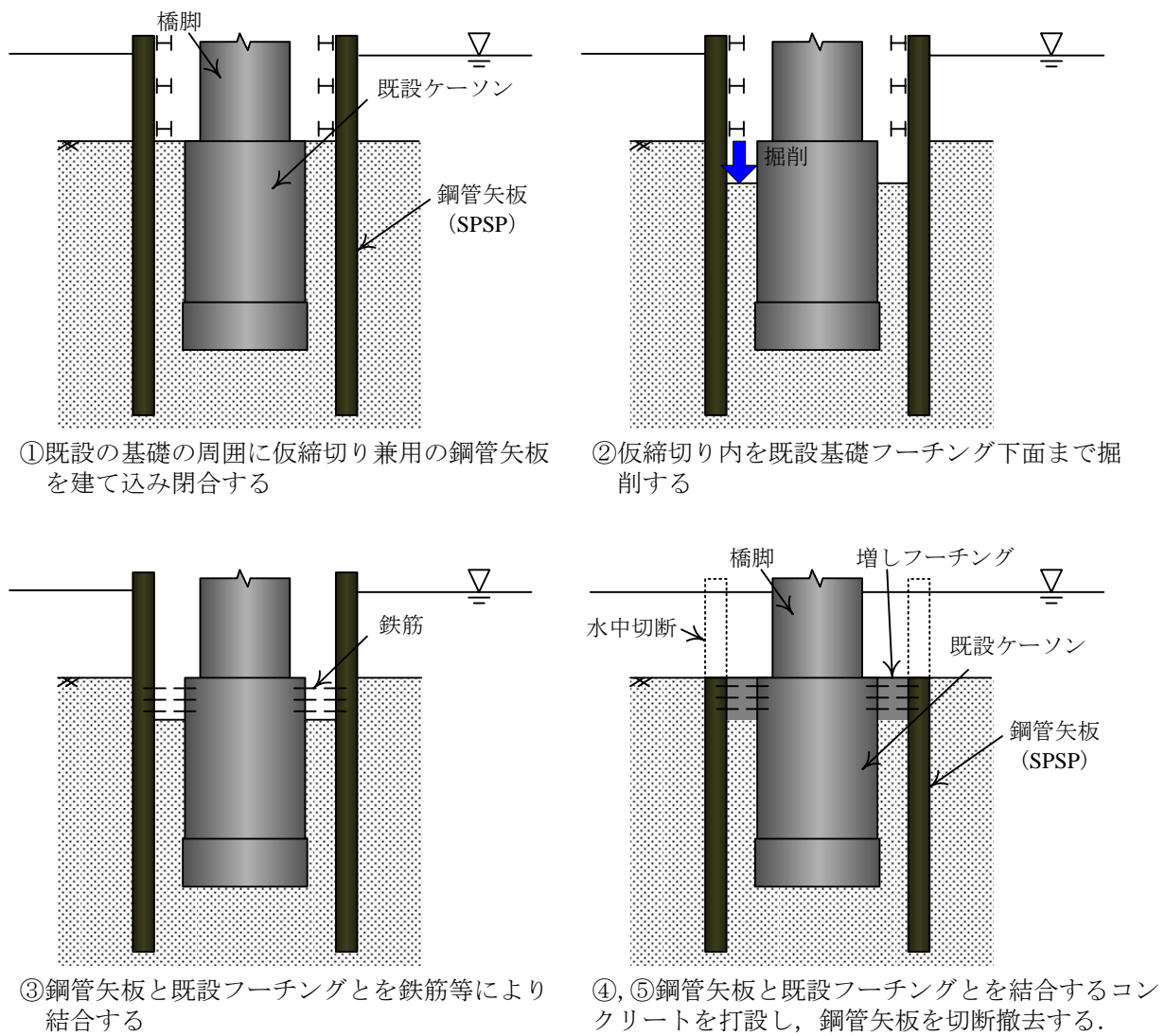


図2-1 鋼管矢板基礎増設工法の施工手順

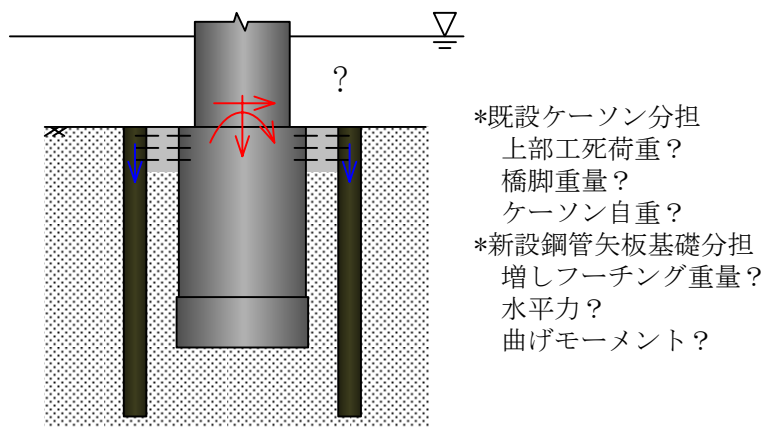


図2-2 荷重分担の考え方

- ・既設基礎と新設鋼管矢板との先端および周面支持力機構がほぼ等しい場合、中内単独杭を有する鋼管矢板基礎として、現行設計法に準拠して設計する。
- ・既設基礎と新設鋼管矢板との先端および周面支持力機構に差がある場合、外周の鋼管矢板のみの鋼管矢板基礎として、水平力およびモーメントに鋼管中詰めコンクリートと打ち増したフーチング部のコンクリート重量を載荷して、現行設計法に準拠して設計する。

これらの設計法の考え方は、いずれも理論的な根拠に基づくものではなく、安全側の設計を念頭に置いて経験的に決定されたものである。そのため、既往実績の設計でも統一された考え方は示されておらず、ケーソンと鋼管矢板基礎の荷重分担を適切に評価された事例はない。

②空頭制限下で施工された鋼管矢板基礎の鉛直支持力の評価（表 2-8 参照）

空頭制限下で適用可能な工法は、中掘り杭工法、圧入工法、振動工法、ウォータージェット（WJ）併用圧入工法、WJ 併用振動工法の 5 種類に限られており、施工実績では、中掘り工法と圧入工法の適用が多い。しかしながら、中掘り杭工法以外は鉛直支持力特性が不明確であり、載荷試験の実施による支持力特性の検討が必要である。現状では、鉛直支持力を分担させない設計をした場合に限り、中掘り杭工法以外の施工法の採用が許されている。

③頂版打継ぎ目の諸元（図 2-3 参照）

頂版打継ぎ目は図 2-3 のように、鋼管矢板と頂版の結合方法とケーソンと頂版の結合方法（以下、頂版結合構造と呼ぶ）について検討しなければならない。従来の事例では、頂版結合工にはプレートブラケット方式を採用する例が多いが、ケーソンの結合方法には必ずしも統一された施工方法が確立されていないのが現状である。また、ケーソン頂版が薄い場合にも適用可能な結合方法を確立する必要がある。

(2) ケーソン基礎および鋼管矢板基礎の現行設計法

鋼管矢板基礎増設工法の設計では、補強基礎を複合構造として捉えるのではなく、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎の分担荷重（鉛直荷重、水平荷重、モーメント）を適当に決め、それぞれの基礎形式に対する現行設計法に従っている。ここでは、ケーソン基礎および鋼管矢板基礎の現行設計手法^{6), 32)~35)}についてまとめる。

表2-8 空頭制限下で適用可能な施工法

施工法		周面	先端
中掘り杭工法		中掘り	セメントミルク噴出攪拌
圧入工法		中掘りに相当？	コンクリート打設
振動工法		打撃工法に相当	先端閉塞
ウォータージェット併用	圧入工法	？	コンクリート打設
	振動工法	中掘りに相当？	先端閉塞？

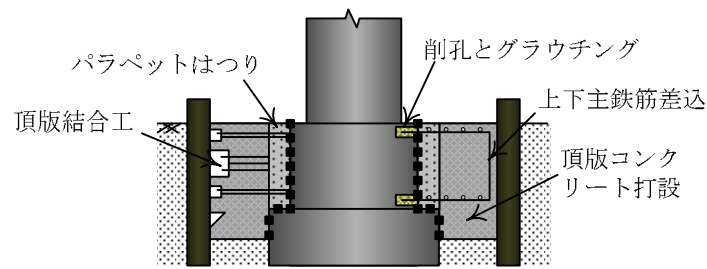


図2-3 頂版打継ぎ目の諸元

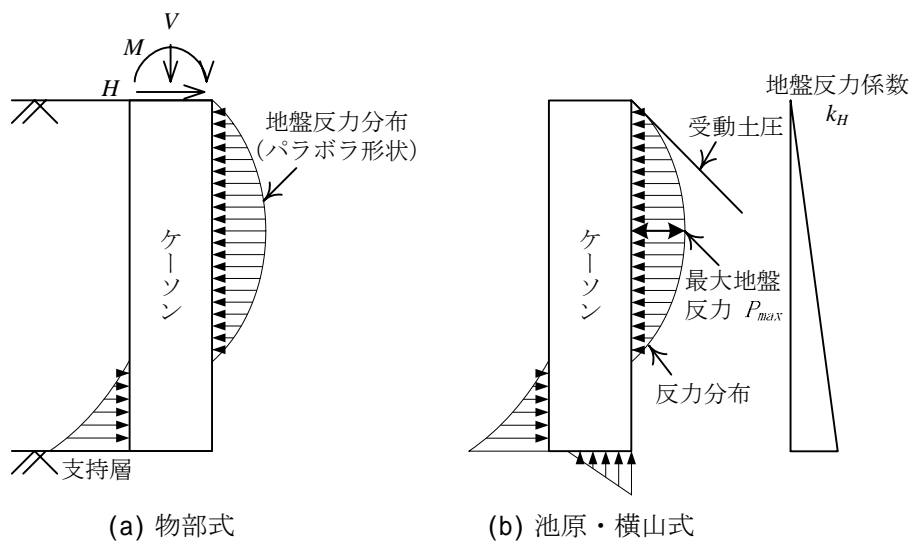


図2-4 側面及び底面の地盤反力³²⁾

a) ケーソン基礎の安定計算法

橋梁基礎としてのケーソンの安定性に関する研究は、古くから数多く行われている。これらの研究成果として、各種計算手法が数多く提案されている。それらの既往の研究を表 2-9³²⁾にまとめる。ケーソンを完全な剛体と仮定し、水平方向の荷重に対する抵抗要素として、ケーソン前後面の抵抗土圧のみを考慮した物部の方法³²⁾は、図 2-4(a)に示すようなパラボラ形状の地盤反力分布を仮定することで計算を容易にしているが、ケーソン底面における地盤反力を無視しているため、水平断面が大きく鉛直方向の長さの短いケーソン基礎の設計に適さないという欠点を有する。一方、池原、横山の方法³²⁾は、図 2-4(b)に示すような側面地盤を三角形分布の地盤反力係数を持つ弾性体と仮定するとともに、ケーソン底面における地盤反力の偏心、および浮き上がりの影響を考慮したもので実用性に優れている。しかし、底面の形状の問題と、底面地盤反力の合力の作用点が核外に出る場合に計算が複雑になるなどの問題が内在する。そこで、高橋、池上³²⁾は、円形、楕円形、小判形等のような異形の断面の場合には、面積と断面係数の等しい長方形に置き換えるという方法を採用し、図 2-5 に示すように、底面地盤反力の合力の作用点が核外に出たときの反力分布を三角形分布ではなく一様分布と仮定することで、池原、横山の方法を簡略化した。この安定計算法は、高橋、池上らが実施した 4 回の鋼製模型ケーソンを用いた大型模型実験に対する、物部の方法、池原、横山の方法による計算結果とほとんど同程度の結果を示すことを明らかにした。

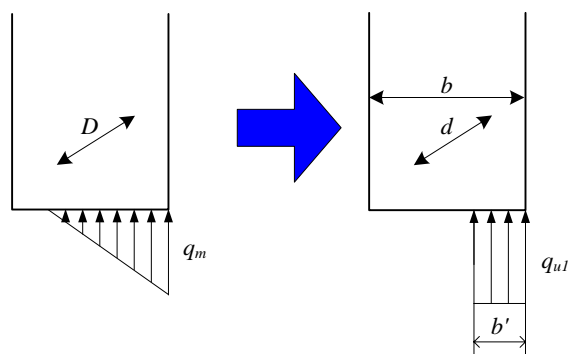


図2-5 高橋・池上による底面の反力の仮定³²⁾

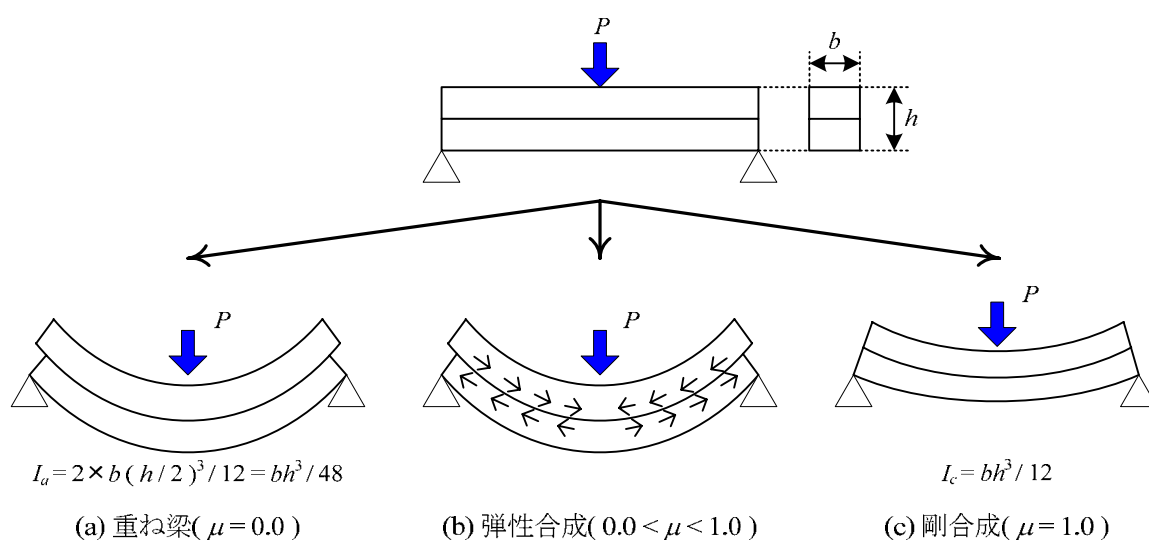


図2-6 合成効率 μ の考え方³⁶⁾

道路橋，および鉄道橋のケーソン基礎の設計法^{6), 33)}は，地盤の抵抗要素として底面の鉛直地盤反力，前面の水平地盤反力，および周囲のせん断地盤反力を考慮している．また，側面の地盤を多層まで拡張するとともに，底面における地盤反力の偏心，浮き上がりの影響を考慮し，基礎本体は原則として弾性体，地盤の抵抗特性を弾塑性体と仮定している．

b) 鋼管矢板基礎の支持力特性

鋼管矢板基礎は，構造特性に関して多くの特徴を有している．その最大の特徴は，鋼管矢板をつなぎ合わせて基礎本体とすることである．

鋼管矢板基礎を設計する際に重要な点は，天端への水平荷重および曲げ荷重の作用によって，モルタルで一体化された継手部分に生じるずれをどのように考慮するかということである．最も簡単な手法は，井筒部を構成する鋼管矢板群を弾性床上の 1 本の梁にモデル化し，基礎の曲げ変形を計算する方法で，弾性床上の梁理論に基づく解析³⁶⁾と呼ばれている．図 2-6(a)に示すような 2 本の梁の間に全くせん断抵抗が無く，ずれが自由に生じる重ね梁に比べると，図 2-6(c)の様にずれの生じない剛合成の方が，断面 2 次モーメントが 4 倍大きくなる．図 2-6(b)に示すような 2 本の梁にずれとせん断抵抗のどちらもが存在する弾性合成では，断面 2 次モーメントは重ね梁と剛合成の中間の大きさになる．そこで，合成効率 μ という係数を導入し，弾性合

成の状態，すなわち継手部分がせん断的なずれを生じる鋼管矢板基礎を表現している．つまり，重ね梁を $\mu = 0.0$ ，剛合成を $\mu = 1.0$ として，弾性合成はその間の値とする．嶋ら³⁷⁾は鋼管矢板井筒基礎を対象とする種々の模型実験と実物実験，および準実物実験を行い，以下の成果を報告している．①厳密な設計法としては地盤の塑性化を考慮した有限長梁による弾塑性解析法の適用が望ましいが，実用的には弾性解法で十分である．②井筒部の見かけの断面 2 次モーメントは継手管相互のせん断ずれを考慮した合成効率 μ を用いて算定でき，継手部にモルタルを注入しフーチングを打設した場合の合成効率を弾性解析で算出すると $\mu = 0.5$ ，弾塑性解析で算出すると $\mu = 0.75$ が妥当である．③応力を算定する場合，井筒部全体で分担する曲げモーメントと個々の矢板で分担するモーメントとの比を $0.93 : 0.07$ として算定すればよい．

また，より正確に継手部分のずれ，変形を考慮できる解析法として薄肉断面からなる仮想井筒の三次元解析³⁸⁾や立体骨組解析³⁵⁾があるが，従来に無い新しい構造形状など特別な場合を除き，継手部のせん断剛性を適切に与えることにより，仮想井筒梁による解析法で設計上十分な精度の挙動を再現できる．表 2-10 に鋼管矢板基礎の各解析法³⁴⁾を示す．

2.4 本研究における課題の整理

前節で述べた鋼管矢板基礎増設工法の設計上の課題を克服し，合理的かつ経済的な設計基準を確立するために，図 2-7 に示す点に着目し研究を進める．

①簡便な補強構造の提案

本研究では，鋼管矢板基礎増設工法の従来の補強構造をより簡略化することで，すなわち，簡便な頂版結合構造の設置と鋼管矢板の根入れ長さの短縮により，より安価で，施工しやすい工法を提案する．これにより，荷重分担の考え方を明確にし，鋼管矢板の先端支持力特性の検証および頂版打継ぎ目の諸元に関する検討を省略できる利点もある．例えば，鋼管矢板基礎には水平荷重のみを伝えるような頂版を設けることで，鉛直荷重やモーメントはすべて既設ケーソンが分担し，水平荷重はケーソンと鋼管矢板基礎で分担させる方法が考えられる．

②補強効果発現メカニズムの解明

①で提案した簡便な補強構造と，頂版を剛結合させ，鋼管矢板を支持層まで根入れさせる従来の補強構造では補強効果発現メカニズムが異なると考えられることから，a) 頂版結合構造，b) 鋼管矢板長（図 2-8 参照）の補強効果発現メカニズムへの影響について検討する．さらに，既設ケーソン基礎と新設鋼管矢板基礎の水平荷重分担や水平地盤抵抗などを適切に評価することで，より経済的な設計手法として既設基礎と鋼管矢板基礎を一体として安定性計算手法の確立に活用する．

③補強効果の定量的評価

①で提案した簡便な補強構造と従来の補強構造の違いが，補強効果（水平支持力増加，回転角抑制，ケーソン断面力の抑制）に及ぼす影響を検討する．また，上記の a)，b)に加え，c) 剛性比（鋼管矢板基礎／ケーソン），d) ケーソンと鋼管矢板の離隔，e) 地盤条件の影響（図 2-8 参照）についても検討する．

④最適設計手法の提案

①～③の検討項目から得られた成果を活用して，最適な補強構造選定手法を提案する．

以上を踏まえて，本研究では，上記 a)，c)，e)の影響因子に関する検証のために，遠心模型実験および三次

元弾塑性有限要素解析による数値シミュレーションを実施する。実験では、補強効果（水平支持力増加、回転角抑制効果、ケーソン断面力の抑制）への影響を定性的に評価する。実験と平行して、弾塑性有限要素解析により模型実験の結果を表現しうることを確認した後に、補強効果発現メカニズムの違いを解明する。さらに、本補強工法の試設計例を対象とした数値解析を実施し、実大構造物レベルでの本工法の適用性を検討する。検討する影響因子は、上記の a), b), c) である。以上の研究成果を基に、鋼管矢板基礎増設工法の合理的な設計規範の確立を行う。

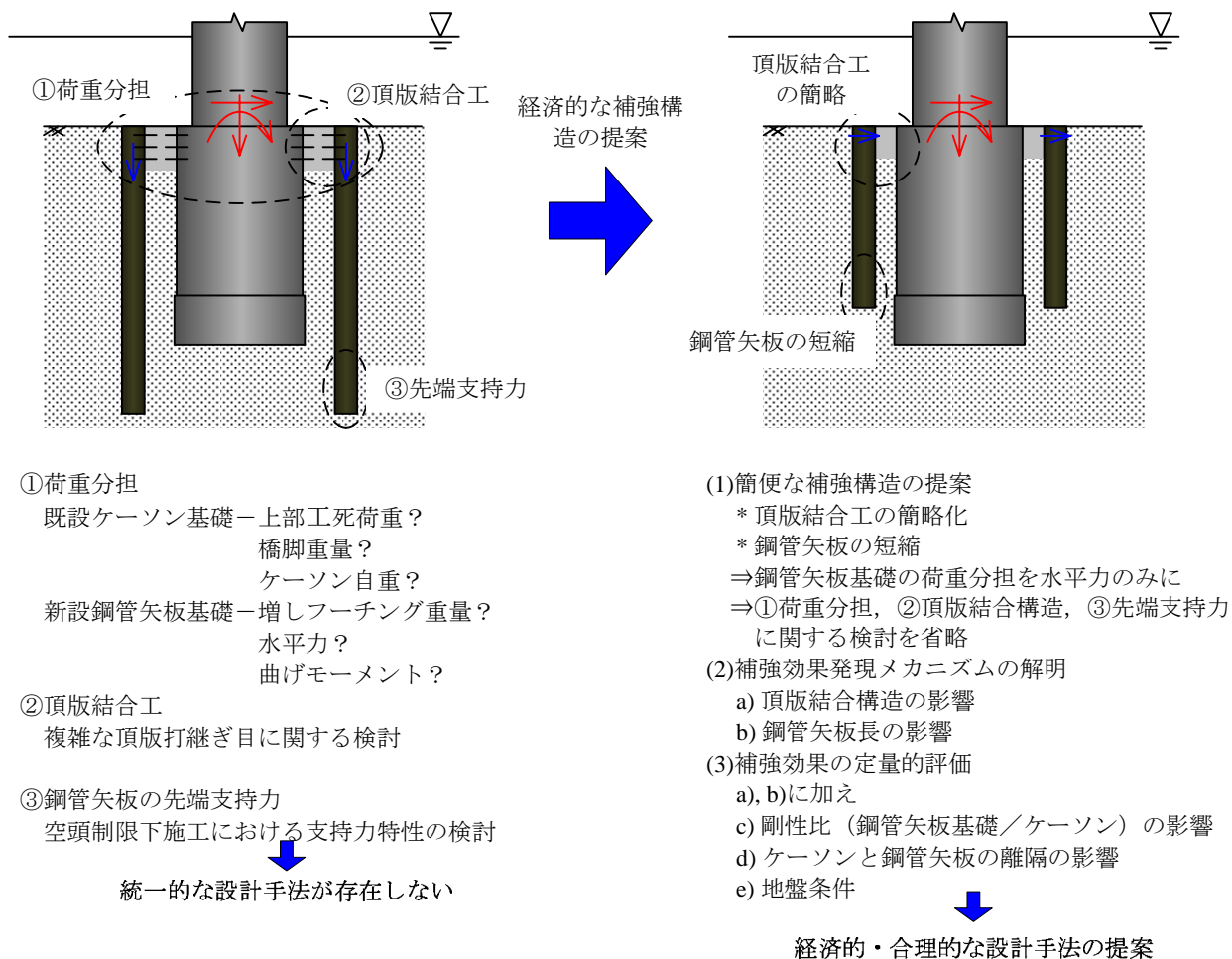


図2-7 本研究で検討する項目

表2-9 各種の水平支持力計算法の比較³²⁾

計算方法	剛性の仮定	作用外力に抵抗する要素					側面地盤の性質の仮定
		側面地盤の 抵抗土圧	側面地盤の 鉛直方向の 摩擦係数	側面地盤の 水平方向の 摩擦抵抗	底面地盤 反力の偏心	底面地盤の 水平方向の せん断抵抗	
物部	剛体	○	-	-	-	-	反力分布をパラボラと仮定
酒井	弾性体	○	-	○	○	-	反力分布をパラボラと仮定
池原 横山	剛体	○	-	-	○	-	三角形分布の地盤係数を仮定
後藤	剛体	○	○	○	○	-	三角形分布の地盤係数を仮定 摩擦抵抗は主働土圧に比例
白石	剛体	○	-	○	○	○	地表面から深さのg乗に比例する地盤係数を仮定
道路橋	弾性体	○	○	-	○	○	地盤調査結果を反映した地盤係数を持つ弾性体 摩擦抵抗は側面抵抗の割増しとして処理
鉄道 土構造物	弾性体	○	-	-	○*	-	水平地盤反力係数を三角形分布または台形分布と仮定 *極限抵抗モーメントの計算に使用

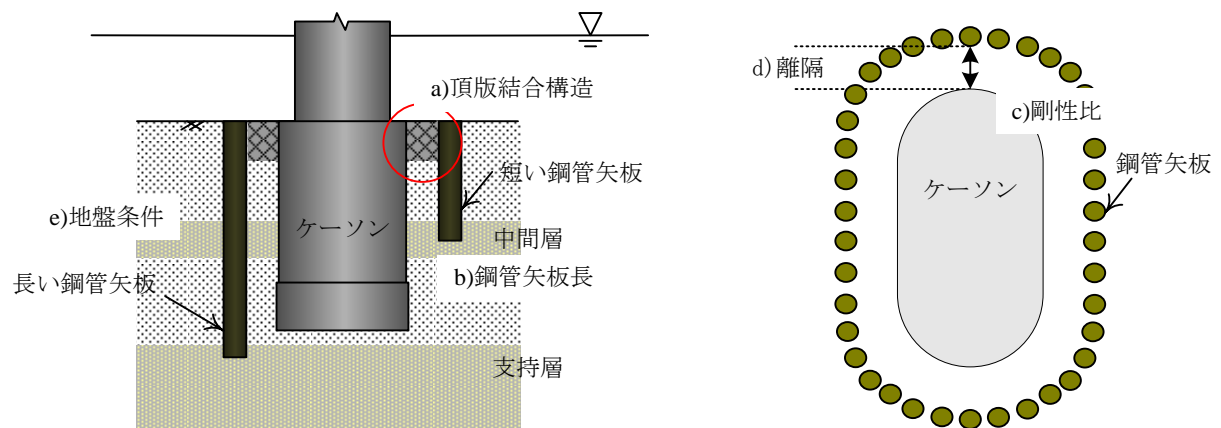


図2-8 補強効果発現メカニズムおよび補強効果に対する影響因子

表2-10 鋼管矢板基礎の解析法³⁴⁾

設計モデル		弾性床上の有限長 ばりによる解析	継手のせん断ずれを考慮した 仮想井筒ばりによる解析	立体骨組解析	
基礎本体の 構造モデル	一般	井筒部の断面構成は主荷重軸に対称とする (鋼管矢板断面、その配置、継手せん断剛性、地盤反力係数も主荷重軸に対称)			
		断面形状は変化しない		断面形状の変化を考慮	
		断面形状は変化しない			
	鋼管矢板	弾性体		弾塑性体	
	継手	継手のせん断ずれは合成効率 μ を用いて井筒全体の断面二次モーメントを低減したり、モーメント分配率 η を用いることで評価する	継手のせん断ずれは継手のせん断剛性およびせん断耐力により、弾塑性型として評価する	継手のせん断ずれは鋼管に適切な間隔で設けられた節点間を結ぶ仮想部材のせん断剛性およびせん断耐力により、弾塑性型として評価する	
	頂版・頂版結合	頂版の剛性は井筒部本体と同じとして扱う	頂版は剛体として扱う 頂版と鋼管との結合条件は剛結合		
外力作用方法		外力 (V, H, M) は頂版上面の井筒中心軸に集中力として作用させる			
基礎本体の 構造モデル			震度法	保耐法	
	基礎前面の水平方向	ひずみ依存性を考慮した弾性体	同左	弾塑性体	弾塑性体
	基礎外周面の水平方向せん断	前面地盤の水平抵抗に含める	同左	弾塑性体	弾塑性体
	基礎外周面および内周面の鉛直方向せん断	鋼管矢板の支持力に含める	同左	弾塑性体	弾塑性体
	基礎底面の鉛直方向	線形弾性体	同左	弾塑性体	弾塑性体
	基礎底面の水平方向せん断	線形弾性体	同左	線形弾性体	線形弾性体

第3章 鋼管矢板基礎増設により補強されたケーソン基礎の補強効果・荷重伝達機構に関する実験的検討

3.1 概説

本章では、鋼管矢板基礎増設により補強されたケーソン基礎の補強効果ならびに鋼管矢板基礎への荷重伝達機構を解明するために実施した遠心模型実験の特徴、実験模型、ならびに実験方法について説明したのち、実験結果を示す。

本章の構成は以下のとおりである。3.2 で遠心模型実験の概要について説明する。3.3 で静的水平載荷実験の特徴、実験模型、実験手法を説明する。3.4 では、実験結果を示し、各影響因子の補強効果への影響を検証する。3.5 では動的水平載荷実験の特徴、実験模型、ならびに実験手法について述べる。3.6 では、実験の結果から、補強基礎の動的水平支持力特性への各影響因子の影響を把握する。3.7 で、実験結果から得られた知見をまとめる。

3.2 遠心模型実験の概要

3.2.1 遠心模型実験の特徴

実物大の実験を除き、通常の1G場の模型実験では、模型と実物の幾何学的相似は満足するものの、それ以外の相似則を満足できない。特に地盤や構造物の自重の影響が考慮できないため、実験によって得られたデータを定量的に評価し、実際の防災対策・設計・施工等に適用することは困難である。

しかし、本研究で用いた遠心模型実験では、重力加速度のN倍の遠心力場に実物との縮尺1/Nの模型を設置することにより、模型内に実物と同様の自重応力状態を再現することができる。したがって、遠心模型実験を用いると力学的相似と幾何学的相似を同時に満足することができ、縮尺模型に実物と同じ挙動を生じさせることができる。表3-1に遠心力場の相似則を示す。さらに、遠心模型実験では多数回の試行が可能であり、実験条件のコントロールが容易なうえ、経済性・安全性の面でも非常に優れている。このような理由から、遠心模型実験は実際の建設構造物の調査・設計・施工の各段階における手法の検証、および挙動の予測の手段として用いられる。しかし、nGの遠心加速度をかけプロトタイプ換算すると試料の粒径はn倍になるが、あらかじめ1/n倍の粒径を持つ試料を用いることは困難であり、実際は実物と同じ大きさの試料を用いざるを得ない。このため、プロトタイプ換算ではn倍の粒径を持つ試料を用いていることになる。ゆえに、粒径の違いにより、砂地盤の浅い基礎の支持力問題におけるせん断帯の生成や、構造物と接触する試料粒子の面積の差異による摩擦力への影響が生じるなどの粒径効果と呼ばれる現象の欠点も併せ持つ。

3.2.2 遠心力載荷装置の概要

実験には京都大学防災研究所の遠心力載荷装置を用いる。遠心力載荷装置の概略図を図3-1に、仕様概略を表3-2に示す。アーム回転軸から模型中心までの長さである有効回転半径は2.5mである。最大遠心加速度は静的載荷実験の場合200G、振動実験の場合50G、最大積載重量は200G下で120kgである。なお、表3-2に示す実験容量とは最大遠心加速度と最大積載重量をかけあわせたもので、遠心載荷装置の性能を示す指標の一つである。静的実験用に多点計測を可能にする30チャンネルの株式会社東京測器研究所製のスイッチボックスが、動的実験用に同じく株式東

表3-2 遠心力载荷装置の仕様概略

有効回転半径	2.5 m
最大遠心加速度	200 G (静的), 50 G (動的)
最大回転数	270 rpm (静的), 135 rpm (動的)
モーター容量	37 kW, 11 kW
土槽寸法	50 cm × 30 cm × 15 cm (静的実験用) 45 cm × 10 cm × 15 cm (動的実験用) (長さ×高さ×奥行き)
最大土槽重量	120 kg (試料容器を含む)
実験容量	240 G-ton
スリップリング	データ取得用40極 制御信号用20極 電力供給用5極
ロータリージョイント	3系統

表3-1 遠心力場の相似則

長さ	N
質量	N^3
力	N^2
時間	N
周波数	1 / N
ひずみ	1
応力	1
変位	N
間隙水圧	1
流体の粘性	1 / N
加速度	1 / N

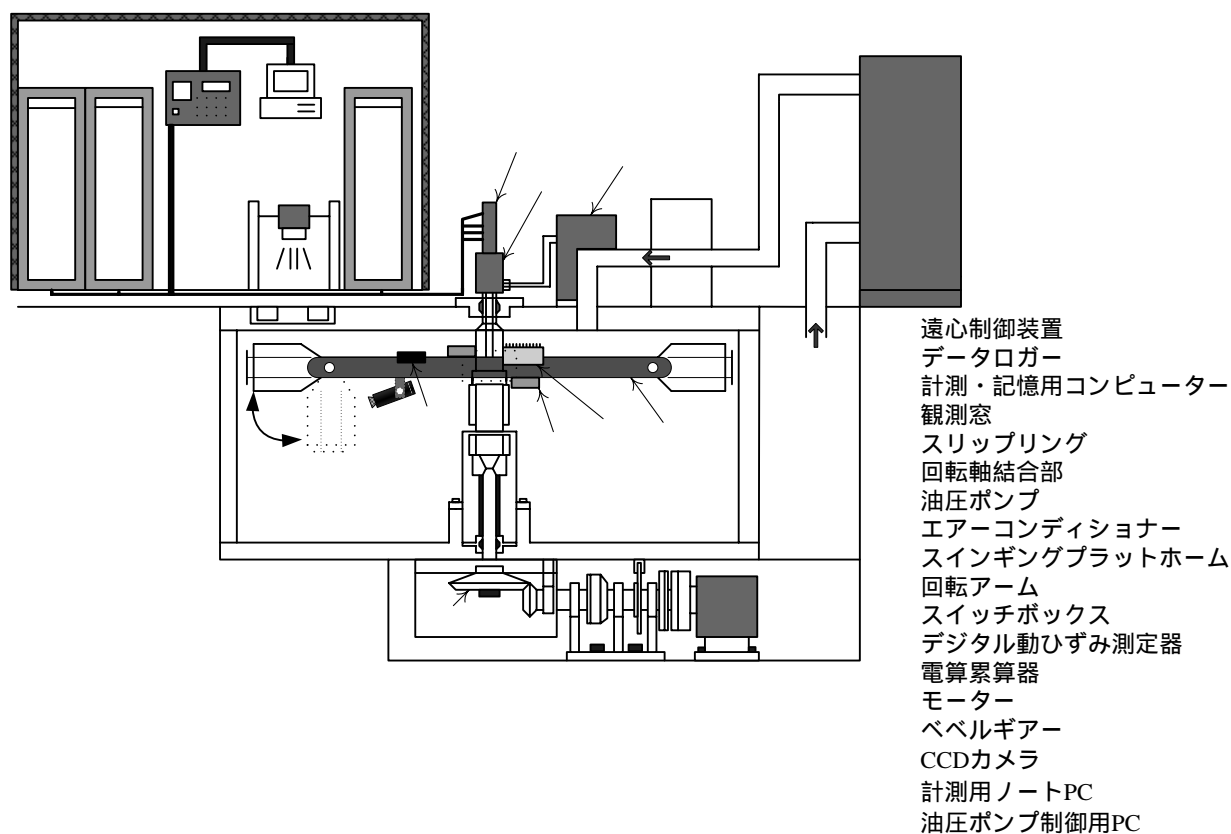


図3-1 遠心力载荷装置の構造

京測器研究所製のデジタル動ひずみ測定器がアーム上に搭載されている。スリップリングの数はアクチュエータなどの制御信号用が20極，データ取得用が40極，電力供給用が5極である。ロータリージョイントは3系統あり，油圧，空気圧，水圧などの実験に必要な流体を実験中に外部より回転アームに供給できる。

3.2.3 遠心模型実験の目的

遠心模型実験を実施する目的は、実地盤に近い応力状態で鋼管矢板基礎増設工法の補強効果・荷重伝達機構を把握することである。本研究では、まず、静的水平荷重載荷時の支持力特性を検討するために、静的水平載荷実験を行った。続いて、静的実験の結果を踏まえて動的水平載荷実験を実施し、動的支持力特性を検討した。各実験で補強効果・荷重伝達機構を検討する際に着目した影響因子は、第2章で述べた a) 頂版結合構造、c) 剛性比、e) 地盤条件である。最後に、これらの実験結果から得られた知見をまとめ、次章で実施する数値解析の基礎データとする。

3.3 静的水平載荷実験

3.3.1 静的水平載荷実験装置

載荷フレームを土槽に設置した実験装置の全容を図3-2に示す。水平載荷の機構は以下のとおりである。まず、モーターからの動力をベベルギアによりボールねじに伝達する。ボールねじには、ロードセルを取付けたスライダが取付けられている。モーターによりボールねじを回転させ、ロードセルを取付けたスライダを水平方向に動かす。水平方向移動時にスライダが不安定な片持ち梁構造にならないように、スライダをガイドで支える機構になっている。載荷フレームの耐力力は、20.0 kN である。

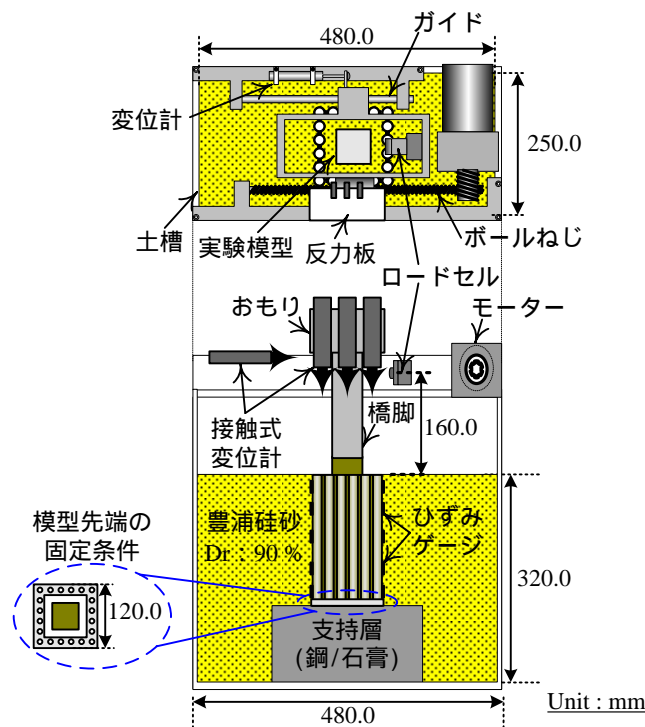


図3-2 実験装置

3.3.2 実験模型

(1) 鋼管矢板基礎

鋼管矢板は図3-3に示すように、鋼管の両端に継手を設けて連続的に打設し、隣接する鋼管をつなぎ合わせて使用する部材で、継手の遊間にモルタル等を充填することで剛性を高めている。しかし、外力を受けると継手の鉛直

方向のずれが発生する特徴を有している．そのため，鋼管矢板の適切なモデル化には継手のモデル化が最重要課題となる．しかし本実験では，使用する遠心載荷装置の仕様上の制約から，実継手の縮小形状をそのまま適用することはできない．また，遠心場における複数回の実験に耐え得る強度を持たせるには，鋼管と継手の接合に溶接を用いる必要があるが，溶接に必要な模型鋼管の板厚は 1.0 mm であり，プロトタイプ換算した場合の板厚は 50.0 mm とかなり厚いものとなる．以上の制約条件を考慮して，鋼管矢板を図 3-4，写真 3-1(a)に示す形状でモデル化し，鉛直方向のせん断抵抗は継手接触面の摩擦抵抗のみによるものとした．

鋼管本管のサイズは，直径を 15.0 mm，板厚を 1.0 mm とし，材質に真鍮を用いることで，鋼管矢板の遠心力場(50 G)における曲げ剛性を実現場で標準的に使用される直径 1000.0 mm，板厚 12.0 mm の鋼管矢板（図 3-3 参照）の壁幅 1.0 m あたりの曲げ剛性と等価になるように設定した．

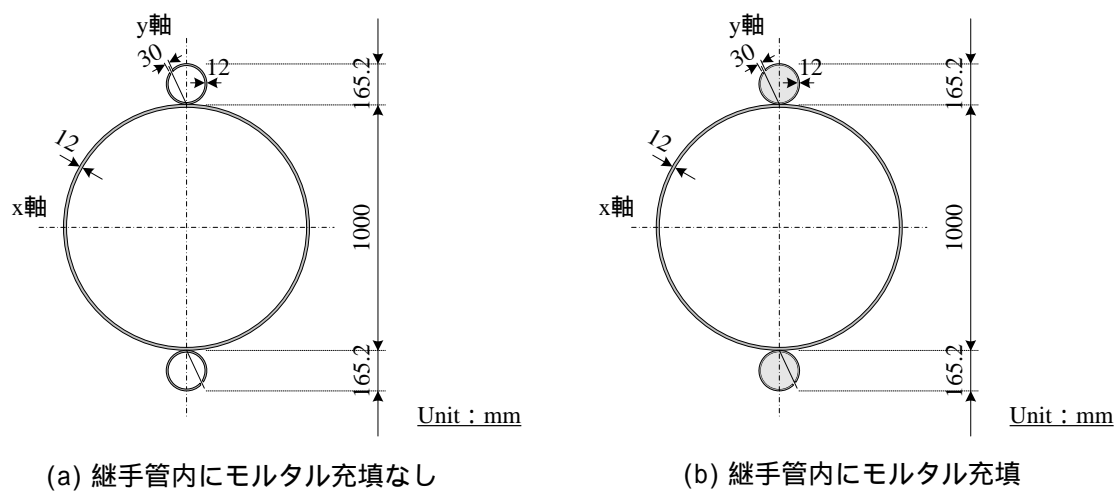


図3-3 モデル化した鋼管矢板断面（P-P継手）

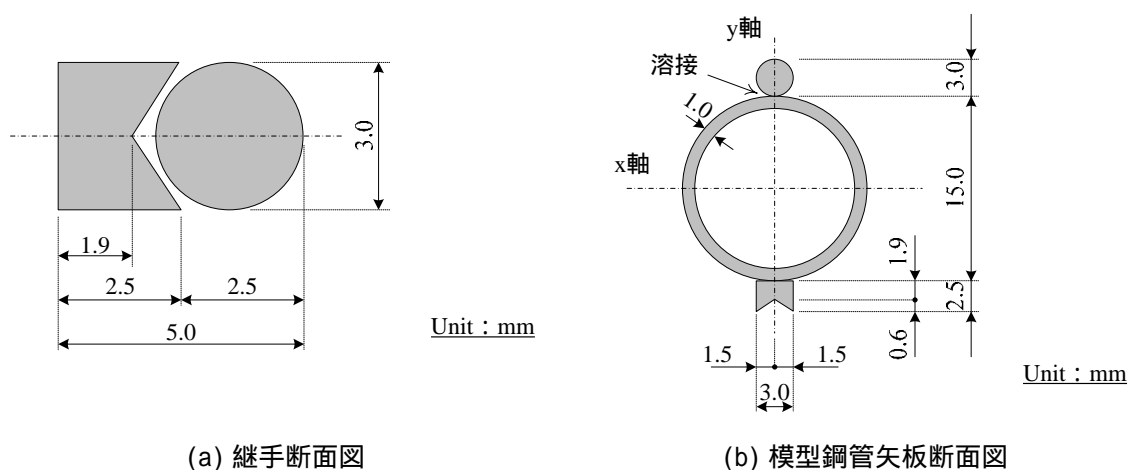
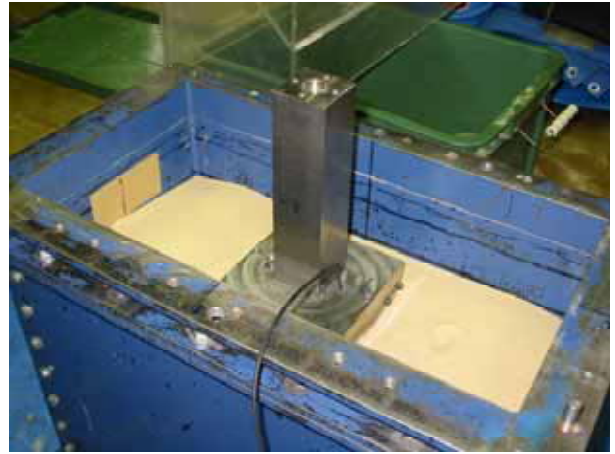


図3-4 模型鋼管矢板断面



(a) 鋼管矢板断面



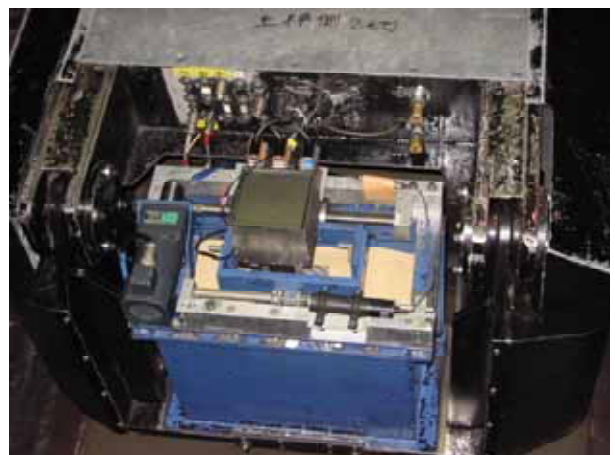
(c) 地盤作成後の模型の様子



(b) 気中落下法による地盤作成の様子



(d) 載荷フレーム設置を設置した様子



(e) プラットホームに設置した様子

写真3-1 静的水平載荷実験の準備状況

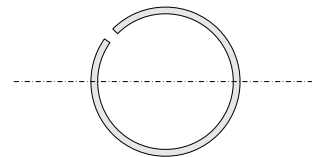
一方、継手のサイズは、【継手管 ($\phi 165.2 \times t 11.0 \text{ mm}$) にモルタルが充填されたときの断面剛性 / 鋼管 ($\phi 1000.0 \times t 12.0 \text{ mm}$) の断面剛性】 > 【模型継手の断面剛性 / 模型鋼管の断面剛性】 > 【継手管 ($\phi 165.2 \times t 11.0 \text{ mm}$) にモルタルが充填される前の断面剛性 / 鋼管 ($\phi 1000.0 \times t 12.0 \text{ mm}$) の断面剛性】の関係となるように設定した (表 3-3

～3-5，図 3-3，3-4 参照）。すなわち，本模型鋼管矢板の本管と継手の断面剛性比が，実際の鋼管矢板の本管と継手の断面剛性比とほぼ等価になることを意味している．なお，継手部分の断面剛性の算定は，鋼管矢板壁の法線中立軸を継手の中立軸とみなし，モルタル部の剛性と鋼材の剛性の足し合わせにより算出した．また，継手のみを比較した場合でも，模型継手は実際の P-P 型継手の断面剛性とほぼ等しくなるように設定した．

表3-3 P-P継手単体の剛性算出結果

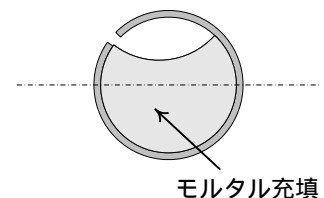
(a) モルタル充填無し

パイプ直径	165.2 mm
パイプ板厚	11 mm
スリット幅	30 mm
スリット位置	57.4 °
スリットパイプ断面二次モーメント I_s	$1.535 \times 10^7 \text{ mm}^4$
スリットパイプ断面積 A_s	5000 mm^2
鋼材弾性係数 E_s	200 kN / mm^2
曲げ剛性 $E_s I_s$	$3.07 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$
軸方向剛性 $E_s A_s$	$1.00 \times 10^6 \text{ kN}$



(b) モルタル充填有り：不完全

モルタル直径	143.2 mm
非充填部 I_0	$2.373 \times 10^6 \text{ mm}^4$
非充填部 A_0	5620 mm^2
スリットパイプ断面二次モーメント I_s	$1.535 \times 10^7 \text{ mm}^4$
スリットパイプ断面積 A_s	5000 mm^2
鋼材弾性係数 E_s	200 kN / mm^2
充填部断面二次モーメント I_c	$1.544 \times 10^7 \text{ mm}^4$
充填部断面積 A_c	10490 mm^2
コンクリート弾性係数 E_c	25 kN / mm^2
曲げ剛性 $EI = E_s I_s + E_c I_c$	$3.46 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$
軸方向剛性 $EA = E_s A_s + E_c A_c$	$1.26 \times 10^6 \text{ kN}$



(c) モルタル充填有り：完全充填

モルタル直径	143.2 mm
スリットパイプ断面二次モーメント I_s	$1.535 \times 10^7 \text{ mm}^4$
スリットパイプ断面積 A_s	5000 mm^2
鋼材弾性係数 E_s	200 kN / mm^2
充填部断面二次モーメント I_c	$2.064 \times 10^7 \text{ mm}^4$
充填部断面積 A_c	16110 mm^2
コンクリート弾性係数 E_c	25 kN / mm^2
曲げ剛性 $EI = E_s I_s + E_c I_c$	$3.59 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$
軸方向剛性 $EA = E_s A_s + E_c A_c$	$1.40 \times 10^6 \text{ kN}$

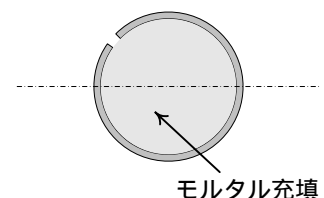
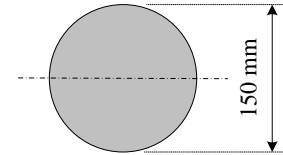


表3-4 模型鋼管矢板の継手単体の剛性算出結果（プロトタイプ換算）

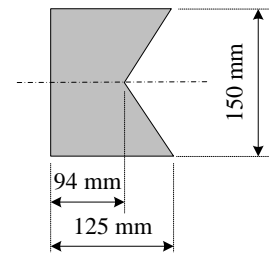
(a) 継手（円形，真鍮製）

直径（プロトタイプ換算）	150 mm
円形真鍮継手断面二次モーメント	$2.485 \times 10^7 \text{ mm}^4$
円形真鍮継手断面積	17670 mm^2
真鍮弾性係数	100 kN/mm^2
曲げ剛性 EI	$2.49 \times 10^9 \text{ kN-mm}^2$
軸方向剛性 EA	$1.77 \times 10^6 \text{ kN}$



(b) 継手（受け台，真鍮製）

高さ（プロトタイプ換算）	150 mm
幅（プロトタイプ換算）	125 mm
溝深さ（プロトタイプ換算）	31 mm
継手（受け台）断面二次モーメント	$3.298 \times 10^7 \text{ mm}^4$
継手（受け台）断面積	16430 mm^2
真鍮弾性係数	100 kN/mm^2
曲げ剛性 EI	$3.30 \times 10^9 \text{ kN-mm}^2$
軸方向剛性 EA	$1.64 \times 10^6 \text{ kN}$



上述の条件により作製した模型鋼管矢板に対し，継手のせん断剛性 G_m ，せん断耐力 q_m を把握するための押抜きせん断試験を重力場で実施した．押抜きせん断試験に使用した装置を図3-5に示す．なお，プレートにより鋼管矢板を側方から2箇所固定させ，組み合わせた鋼管矢板が散らけるのを防いでいる．図3-6に2回実施した押抜きせん断試験の荷重～変位関係を示す．継手のせん断剛性 G_m は荷重と変位の初期接線勾配により，継手のせん断耐力 q_m は0.5 mm 変位した点における荷重 q_1 ， q_2 の平均値として決定した結果，本模型鋼管矢板が有する継手のせん断剛性 G_m は $8.0 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ ，せん断耐力 q_m は 1.5 kN/m となった．これは，実大継手のせん断剛性 G_p の $1.2 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ，せん断耐力 q_p の 200.0 kN/m と比較して極端に小さいが³⁸⁾，これまでの実績例における鋼管矢板基礎とケーソン基礎の剛性比(0.5～5.0)を設定する上で，後述する継手の合成効率を考慮して鋼管矢板基礎とケーソンの剛性比を算出するため問題ないと考えた．鋼管矢板基礎の諸元をプロトタイプ換算して表3-6(a)，(b)にまとめる．

(2) ケーソン基礎

ケーソンには外径 50.0 mm の正方形断面を採用し，材質を鋼管矢板と同じ真鍮とした．また，外径を一定とし，板厚を変化させた3種類のケーソンを用意することで，鋼管矢板基礎とケーソンの剛性比を変化させた．各ケーソンの名称を板厚の薄い順にL，M，Sと略記する．

補強基礎は，ケーソンの周囲を20本の鋼管矢板で正方形断面となるように囲み，ケーソンと鋼管矢板の離隔（ケーソンの外縁と鋼管矢板外縁との距離）を一定に保つことで，第2章で述べた設計パラメータのd)ケーソン基礎と鋼管矢板基礎の離隔による影響を取り除いた．補強基礎の断面は図3-7に示すとおりである．ケーソンの諸元をプロトタイプ換算して表3-6(c)に示す．

(3) 剛性比

本実験では，ケーソンと鋼管矢板基礎の頂版の結合構造をパラメータのひとつとしており，結合構造の差異がケーソンと鋼管矢板基礎の剛性比の算出に影響すると考えられる．そこで，鋼管矢板基礎の剛性は頂版を剛結させた

表3-5 継手による断面剛性向上率

(a) 本管のみの断面剛性

		模型	実大 モルタルなし	実大 モルタルあり
弾性係数	kN / m ²	1.0×10 ⁸	2.0×10 ⁸	2.0×10 ⁸
モルタル弾性係数	kN / m ²	—	—	2.5×10 ⁷
軸方向剛性 EA	kN	1.10×10 ⁷	7.45×10 ⁶	7.45×10 ⁶
曲げ剛性 EI_x	kN-m ²	6.77×10 ⁵	9.09×10 ⁵	9.09×10 ⁵
曲げ剛性 EI_y	kN-m ²	6.77×10 ⁵	9.09×10 ⁵	9.09×10 ⁵

(b) 単位長さあたりの継手を考慮した断面剛性

		模型	実大 モルタルなし	実大 モルタルあり
弾性係数	kN / m ²	1.0×10 ⁸	2.0×10 ⁸	2.0×10 ⁸
モルタル弾性係数	kN / m ²	—	—	2.5×10 ⁷
軸方向剛性 EA	kN	1.44×10 ⁷	9.43×10 ⁶	1.0×10 ⁷
曲げ剛性 EI_x	kN-m ²	1.34×10 ⁶	1.58×10 ⁶	1.86×10 ⁶
曲げ剛性 EI_y	kN-m ²	6.83×10 ⁵	9.15×10 ⁵	9.16×10 ⁵

(c) 断面剛性向上率

	模型	実大 モルタルなし	実大 モルタルあり
EA/B 向上率	1.31	1.265	1.373
EI_x/B 向上率	1.982	1.737	2.038
EI_y/B 向上率	1.009	1.006	1.007

場合を基準として算出し，その値とケーソンの剛性との比を剛性比と設定している．鋼管矢板基礎の通常の設計では，継手の鉛直方向のずれにより生じる鋼管矢板基礎の剛性の低下を，継手の合成効率 μ を用いて次式で表現している³⁴⁾．

$$EI_f = E \cdot (\Sigma I_{pi} + \mu \Sigma A_i y_i^2) \dots\dots\dots (3-1)$$

- ここで， E : 鋼管矢板の弾性係数 [kN/m²]
 I_f : 鋼管矢板基礎の断面二次モーメント [m⁴]
 I_{pi} : 鋼管 i の断面二次モーメント [m⁴]
 μ : 継手の合成効率
 A_i : 鋼管 i の断面積 [m²]
 y_i : 鋼管 i の中心と鋼管矢板基礎の中心軸との距離 [m]

本模型鋼管矢板基礎の継手の合成効率は，文献³⁹⁾に示す簡易計算の結果である 0.16 を準用した．実際の鋼管矢板

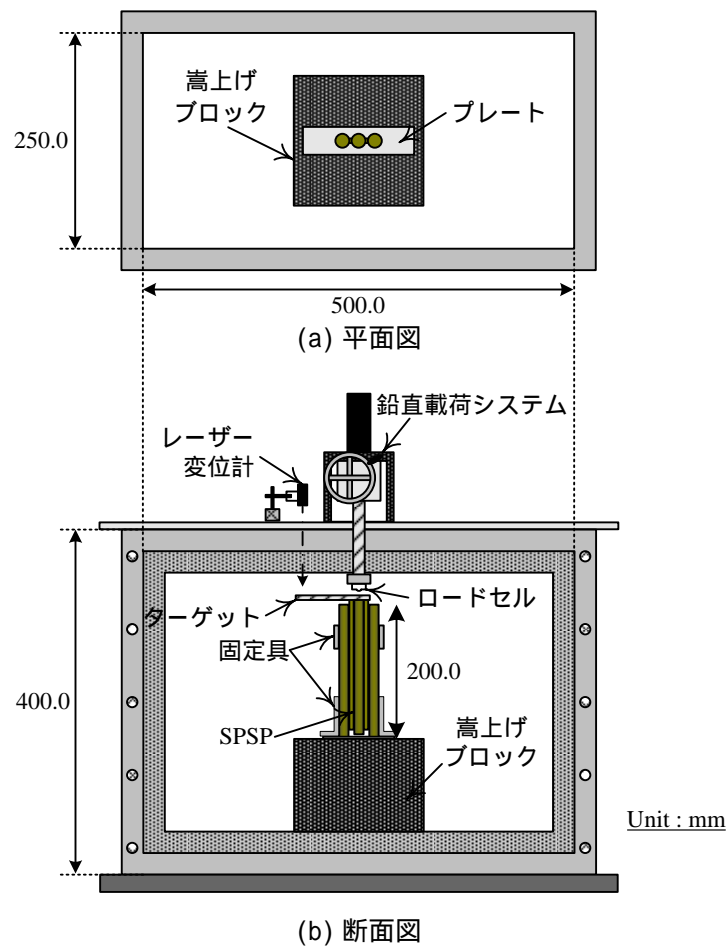


図3-5 継手押抜きせん断試験装置

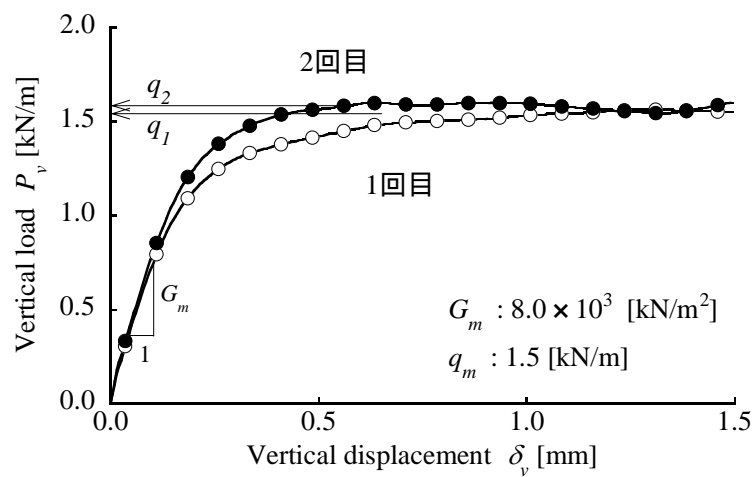


図3-6 継手押抜きせん断試験結果

基礎の設計で適用される継手の合成効率 (0.75)³⁴⁾は実大載荷実験の結果から逆算された値であり、地盤の抵抗特性を弾塑性体と仮定し、ひずみ依存性を考慮した弾塑性型の地盤ばねとして与えているのに対し、本簡易計算手法

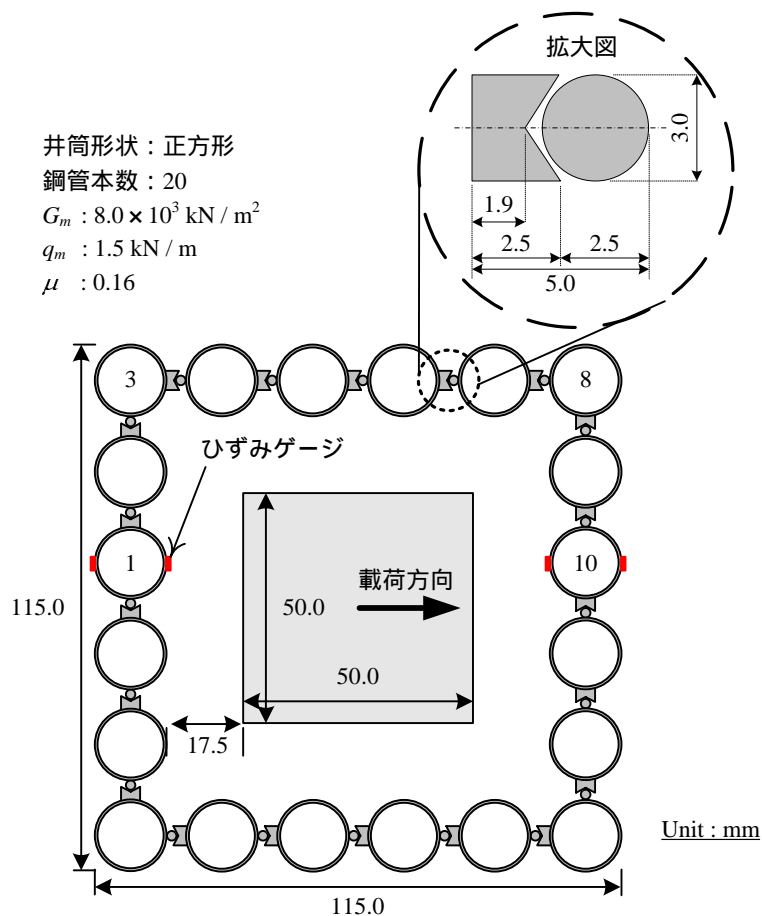


図3-7 模型基礎断面図

では地盤の抵抗特性を弾性体とし、深さ方向に地盤反力が一定と仮定し、なおかつ模型鋼管矢板の継手のせん断剛性は小さく、鉛直方向のずれが生じやすい形状でモデル化しているため、大きく異なっている。

上述の継手の合成効率を考慮した模型鋼管矢板基礎の剛性とケーソンの剛性比はLで3.3、Mで0.8、Sで0.5となり、これまでの14件の実績例(0.5～5.0)と比較して妥当な範囲となっている。

(4) 橋脚と上部工死荷重

本研究では、基礎天端に水平荷重のみならず曲げモーメントも負荷させること、基礎の変形挙動に着目し橋脚の変形挙動はできる限り無視できるようにすることを念頭に置き、橋脚は模型ケーソンと同外径で鋼鉄製のものを使用した(表 3-6(d)参照)。なお、橋脚上部は荷重ボックスが取付けられる構造を有しており、基礎天端に上部工死荷重として200.0 N(プロトタイプ換算で25.0 MN)の鉛直荷重を載荷した。

3.3.3 模型地盤

(1) 表層地盤

精度の良い模型実験を実施するためには、均一で再現性のある模型地盤を作ることが重要になる。地盤の作製には、作業性や実験の規模を考慮して図3-8に示すスリット幅を調整できる気中落下装置(ホッパー)を用い、模型鋼管矢板を土槽底部の土台に設置した後に砂を土槽上から落下させる方法を採用した。写真3-1(b)に地盤作製時の写真を示す。地盤材料には乾燥した豊浦硅砂を用いた。気中落下装置を用いるとき、地盤の密度に影響を及ぼす要

表3-6 模型基礎の諸元（プロトタイプ換算）

(a) 本管（真鍮）

	鋼管径 ϕ_p	板厚 t_p	鋼管長 L_p	降伏強度 σ_y	弾性係数 E_p	断面積 A_p	断面二次 モーメント I_p
	[m]	[m]	[m]	[MPa]	[kN / m ²]	[m ²]	[m ⁴]
本管（20本）	0.75	0.05	10.0	88.0	1.0×10^8	0.11	6.77×10^{-3}

(b) 継手（真鍮）

	せん断剛性 G_m	せん断耐力 q_m
	[kN / m ³]	[kN / m ²]
継手	8.0×10^3	1.5

(c) ケーソン（真鍮）

	外径 D_c	板厚 t_c	長さ L_c	弾性係数 E_c	断面積 A_c	断面二次 モーメント I_c	ポアソン比 ν	剛性比
	[m]	[m]	[m]	[kN / m ²]	[m ²]	[m ⁴]	—	—
S	2.5	無垢	10.25	1.0×10^8	6.25	3.26	0.35	0.5
M	2.5	0.25	10.25	1.0×10^8	2.25	1.93	0.35	0.8
L	2.5	0.05	10.25	1.0×10^8	0.49	0.50	0.35	3.3

(d) 橋脚（真鍮）

	外径 D	板厚 t	長さ L	弾性係数 E	断面積 A	断面二次 モーメント I
	[m]	[m]	[m]	[kN / m ²]	[m ²]	[m ⁴]
橋脚	2.5	無垢	10.0	2.0×10^8	6.25	3.26

表3-7 表層地盤の諸元

比重	2.64
単位体積重量	16.11 kN / m ³
間隙比	0.638
相対密度	0.894

因は、気中落下装置のスリット幅、および落下高さである。スリット幅を細かくすればするほど、また落下高さを高くするほど作製地盤は密になる傾向があるが、スリット幅による影響の方が大きい。本実験では、落下高さを 1.0 m、スリット幅を 1.0 mm に設定し、密な地盤を作製した。密な地盤を作製した理由は、緩い地盤に比べて均一な地盤を作製することが容易であるためである。表 3-7 に示す模型地盤の諸元を示す。模型地盤の相対密度は約 90.0 % であり、地盤の再現性は良好であった。

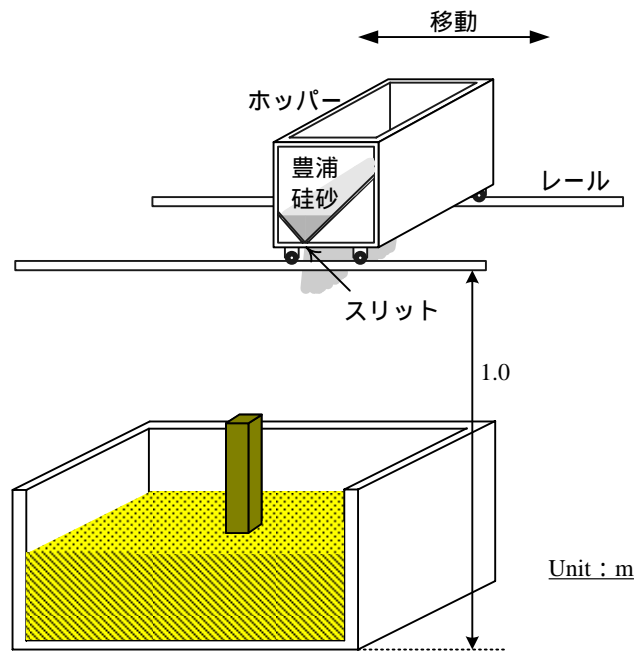


図3-8 気中落下装置（ホッパー）

表3-8 支持層の諸元

支持層A	鋼鉄	支持層B	石膏
密度	8350.0 kg / m ³	密度	811.4 kg / m ³
一軸圧縮強度	-	一軸圧縮強度	4.94 MPa
弾性係数	2.0×10^5 MPa	弾性係数	2.6×10^3 MPa
ポアソン比	0.29	ポアソン比	0.25
























(2) 支持層地盤

支持層地盤には、支持層の剛性の差異による影響を検証するために、鋼鉄製模型支持層（支持層 A、弾性係数 2.0×10^8 kN/m²）と、石膏と蒸留水（配合比 1 : 1.1）により作製した模型支持層（支持層 B、弾性係数 2.6×10^6 kN/m²）を用いた。支持層の諸元を表 3-8 に示す。

3.3.4 実験ケース

本研究では、ケーソンと鋼管矢板基礎の剛性比、頂版の結合構造が、水平力に対する基礎の補強効果や鋼管矢板基礎の水平荷重分担率に与える影響を把握するために、表 3-9 に示すケーソン基礎（Case-1）、補強基礎（Case-2、頂版の結合構造によりそれぞれ Type-A、B、C に細分）の各ケースに対し実験を行った。Type-A はケーソン基礎と鋼管矢板基礎を剛結させた場合を模擬したケースで、Type-C は頂版を設けない、施工が最も簡単な場合を模擬している。Type-B はケーソンと鋼管矢板基礎の間にロードセルを埋め込み、ロードセルを介して鋼管矢板基礎に水平力のみを伝達させる機構とし、結合構造が剛結と頂版を設けない場合の中間にあることから半固定と呼ぶこととする。また、そのロードセルの値から鋼管矢板基礎の水平荷重分担率の計測が可能となる。それぞれの頂版の結合構造の違いを図 3-9 に示す。なお、M のケーソン以外の実験パターンでは、鉄製の支持層と石膏製の支持層の 2 種類の支持層の条件で実施し、支持層の剛性の影響についても検証している。

表3-9 実験ケース

		ケーソン			鋼管矢板基礎	補強基礎								
						剛結 (Type-A)			半固定 (Type-B)			頂版なし (Type-C)		
実験ケース		1L	1M	1S	2	3AL	3AM	3AS	3BL	3BM	3BS	3CL	3CM	3CS
支持層	A	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	B	●		●	●	●		●	●	●		●	●	
模式図														
ケーソンサイズ		 L	 M	 S		 L	 M	 S	 L	 M	 S	 L	 M	 S
剛性比						3.3	0.8	0.5	3.3	0.8	0.5	3.3	0.8	0.5

○：実験のみ実施したケース

●：実験と解析を実施したケース

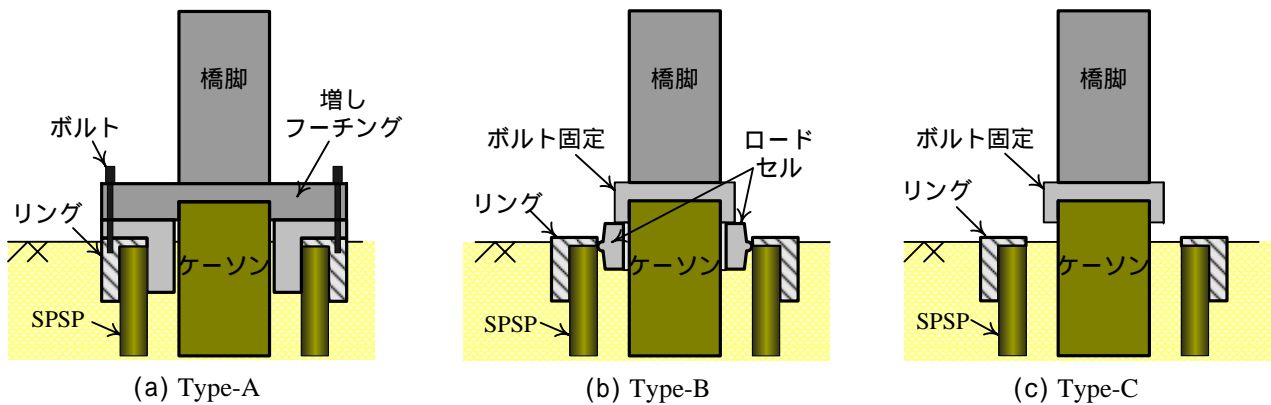


図3-9 荷重分担率計測機構

3.3.5 実験方法

まず、支持層を模擬したブロック、基礎模型を所定の位置に設置した後、表層地盤を空中落下により作製する(写真3-1(b)参照)。その際、ケーソン内部の地盤抵抗の影響を除外するために、ケーソンL、Mの内部に砂が入らないようにしており、ケーソン端部にはアルミ製の底板を取り付け、接地面積が各ケーソンにおいて一定となるようにしている。

また、鋼管がばらばらになるのを防ぐために、鋼管と同寸法の穴を設けたプレートに鋼管を差込み、鋼管とプレートを固定し、支持層の上にプレートを載せるだけの状態としている。ただし、ケーソンと鋼管矢板基礎は端部で互いに独立している(図3-2参照)。写真3-1(c)～(e)に、地盤作製後から土槽をプラットフォームに設置するまでの様子を示す。

水平載荷速度は6.0 mm/minの変位制御とし、ケーソン外径の5.0%にあたる2.5 mm(プロトタイプ換算で0.125 m)まで単方向に載荷する。上部工死荷重はプロトタイプ換算で25.0 MNで、地表面より160.0 mm(プロトタイプ換算で8.0 m)に水平載荷することで、同時にモーメントも与えている。遠心加速度は50 Gである。なお、遠心加速度が50 Gに達してから約1分間その状態を維持した後、水平載荷実験を実施した。

3.3.6 計測項目

計測項目を以下に示す。

水平載荷荷重（ロードセルにより計測）

載荷点高さにおける橋脚の水平変位（接触式変位計により計測）

橋脚の回転角（荷重ボックスに取付けた3個の接触式変位計により算出）

ケーソン，および本管のひずみの深度分布（ひずみゲージにより計測）

鋼管矢板基礎の水平荷重分担（ケーソン基礎と鋼管矢板基礎との間に取り付けたロードセルにより計測）

ロードセルと水平変位計の位置は図 3-2 に示したとおりである．ひずみゲージの貼付位置を図 3-10 に示す．鋼管矢板基礎の水平荷重分担率計測装置は既に図 3-9 に示している．この図からもわかるように，橋脚に水平荷重が載荷されるとロードセルを介して鋼管矢板基礎へ水平力が伝達される．その時ロードセルにより計測される荷重を鋼管矢板基礎が分担する水平力とみなし，鋼管矢板基礎の水平荷重分担率を計測する．

計測データは，図 3-1 に示すように遠心載荷装置の中心部に設置されているスイッチボックスにまず伝達され，スイッチボックスからスリプリングを通して1本のリード線で計測値が観測室に送られる．リード線を観測室中のデータロガーにつなぎ，このデータロガーをコンピューターに連結してデータを記憶させている．なお，計測間隔は1秒である．

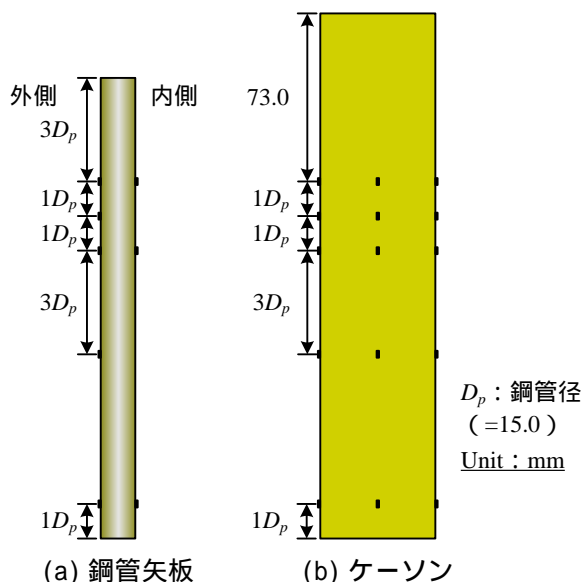


図3-10 ひずみゲージ貼付位置

3.4 静的水平載荷実験の実験結果と考察

実験結果はすべてプロトタイプ換算して示す．水平変位はケーソンの外径 D_c に対する比率として表す．グラフの表記に当たっては，1秒（0.2% D_c ）間隔で計測されたデータを全表示することとする．また，補強効果（水平支持力増加倍率・水平変位抑制効果・回転角の抑制効果・ケーソン躯体の曲げモーメント抑制効果）および鋼管矢板基礎の水平荷重分担率を以下の式のように定義する．

$$Eh_{\delta} = \frac{P'_{\delta}}{P_{\delta}} \dots\dots\dots (3-2)$$

ここで， Eh_{δ} ：載荷点（地表面より8.0m）の水平変位 δ における水平支持力増加倍率

P'_δ : 載荷点 (地表面より 8.0 m) の水平変位 δ における補強基礎 (Case-2) の水平支持力 [MN]

P_δ : 載荷点 (地表面より 8.0 m) の水平変位 δ におけるケーソン基礎 (Case-1) の水平支持力 [MN]

$$E\delta_p = \left(1 - \frac{\delta'_p}{\delta_p}\right) \times 100 \dots\dots\dots (3-3)$$

ここで, Eh_δ : 水平荷重 P における載荷点 (地表面より 8.0 m) での水平変位抑制効果

P'_δ : 水平荷重 P における補強基礎 (Case-2) の載荷点 (地表面より 8.0 m) における水平変位 [m]

P_δ : 水平荷重 P におけるケーソン基礎 (Case-1) の載荷点 (地表面より 8.0 m) における水平変位 [m]

$$Ea_p = \left(1 - \frac{A'_p}{A_p}\right) \times 100 \dots\dots\dots (3-4)$$

ここで, Ea_p : 水平荷重 P における基礎天端の回転角抑制効果

A'_p : 水平荷重 P における補強基礎 (Case-2) 天端の回転角 [rad]

A_p : 水平荷重 P におけるケーソン基礎 (Case-1) 天端の回転角 [rad]

$$Em_p = \left(1 - \frac{M'_p}{M_p}\right) \times 100 \dots\dots\dots (3-5)$$

ここで, Ea_p : 水平荷重 P におけるケーソン躯体 (GL. -2.25 m) の曲げモーメント抑制効果

A'_p : 水平荷重 P における補強基礎 (Case-2) のケーソン躯体 (GL. -2.25 m) の曲げモーメント [kN-m]

A_p : 水平荷重 P におけるケーソン基礎 (Case-1) のケーソン躯体 (GL. -2.25 m) の曲げモーメント [kN-m]

$$Rl_s = \frac{P_s}{P_t} \times 100 \dots\dots\dots (3-6)$$

ここで, Rl_s : 鋼管矢板基礎の水平荷重分担率

P_s : ケーソン基礎から鋼管矢板基礎へ伝達される荷重 (図 3-9 に示すロードセルより計測) [MN]

P_t : 補強基礎に与えられる全水平荷重 [MN]

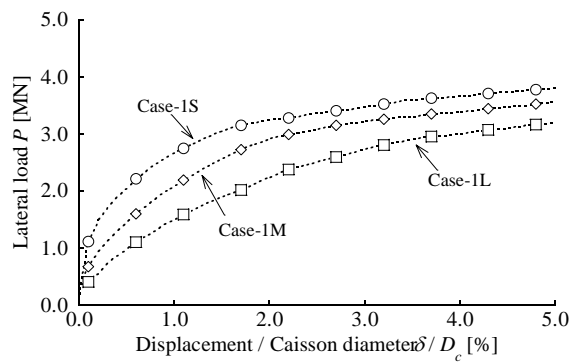
3.4.1 ケーソン基礎の力学特性

補強基礎 (Case-2) の力学挙動を検証する前に, 補強前のそれぞれ 3 種類のケーソン基礎 (Case-1) の支持力特性・変形挙動を検証した。鉄製の支持層に対する実験より得られた荷重～変位関係と荷重～回転角関係を図 3-11 に示し, 各結果を比較した。

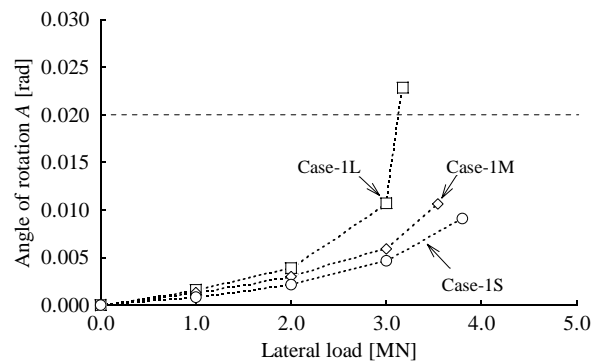
図 3-11 より, 各ケーソンの水平支持力は載荷初期から変位が 5.0 % D_c に至るまで, 曲げ剛性の大きい順に Case-1S > Case-1M > Case-1L となる。また, 荷重～回転角関係を見ると, Case-1L では 2.0 MN 載荷時で勾配の増加がみられ, 3.2 MN 載荷時 (5.0 % D_c 変位) には 0.02 rad を越える回転角が生じている。一方, Case-1M, Case-1L の荷重～回転角の関係では, 3.0 MN 載荷以降に勾配の増加がみられるものの, Case-1L のような急激な増加はみられない。

図 3-12 でケーソン躯体に分布する曲げモーメントを 1.0 MN, 2.0 MN, ならびに 3.0 MN 載荷時で比較した。図 3-12 から, 各ケーソンともに杭基礎のような曲げ変形を生じるのではないことがわかる。

以上より, 本実験で使用した模型ケーソン基礎は, ケーソン基礎自体の剛性が高いため, ケーソンの変形よりケ



(a) 荷重～変位関係 (Case-1)



(b) 荷重～回転角関係 (Case-1)

図3-11 ケーソン基礎 (Case-1) の実験結果

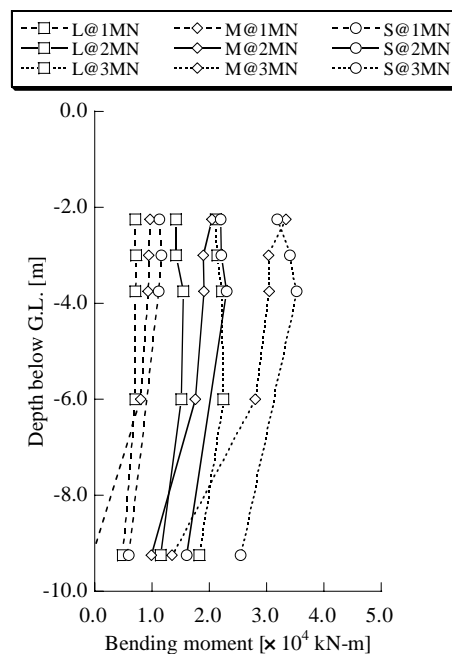


図3-12 ケーソン躯体の曲げモーメント (Case-1)

ケーソン基礎全体の回転挙動が卓越する特性を有し, Case-1L の結果から 5.0 % D_c 変位した時にケーソン基礎底板の浮き上がりや滑動が生じ始めるものと考えられる. Case-1M, Case-1S で回転角の急増がみられないのは, ケーソン基礎の重量の差異から生じるケーソン基礎底板と支持層とのせん断抵抗の差により滑動が生じなかったことが理由として考えられる.

3.4.2 補強効果の検証

(1) 頂版の結合構造による影響

本論文では, 全実験パターンを代表して, L タイプのケーソンに対する実験結果に関して頂版の結合構造の影響を詳細に検証することで, 議論を進める.

図 3-13 に Case-1L (ケーソン基礎), Case-3AL (剛結), Case-3BL (半固定), Case-3CL (頂版なし) の荷重～変

位関係を示す。図 3-14 にそれぞれの結合構造ごとの水平支持力増加倍率 Eh_{δ} と水平変位 δ/D_c の関係を示す。Case-3AL では載荷初期からかなりの補強効果を発揮し、Case-1L が図 3-11(b)の荷重～回転角関係においてその勾配が急変する荷重 2.0 MN 載荷時 (1.7 % D_c 変位時) では 3.5 倍の補強効果を有し、5.0 % D_c 変位時に約 2.7 倍以上と他のケースと比較して大きな補強効果を得る。また、Case-3BL においても Case-3AL と同様の傾向を示すが、1.7 % D_c で 1.4 倍の補強効果を、最終的な補強効果は 1.2 倍程度と、Case-3AL よりも少なくなる。Case-3CL に至っては、変位が増加した後では補強効果をわずかに発揮するが、1.7 % D_c 変位時では 1.0 倍とほとんど補強効果が見られない。これは、Case-3AL、Case-3BL の補強基礎と異なり、Case-3CL の補強基礎は鋼管矢板基礎内の地盤を介してケーソンに作用する水平力を鋼管矢板基礎へ伝達し、鋼管矢板基礎が変形することにより基礎周辺地盤の地盤反力を得る機構であると考えられるため、基礎内地盤の地盤反力影響範囲が鋼管矢板部分に到達するまでは Case-1L の水平支持力とほぼ等しい結果になったものと考えられる。

図 3-15 に荷重～回転角関係を示す。図 3-15 より Case-1L と Case-2CL が同じような荷重～回転角関係を示すのに対し、Case-3AL、Case-3BL の回転角は大幅に抑制されている。Case-2CL においても、上述の鋼管矢板基礎への荷重伝達機構により多少の回転角抑制効果を発揮したために、基礎の降伏の目安である回転角 0.02 rad を超えるまでには至らなかった。

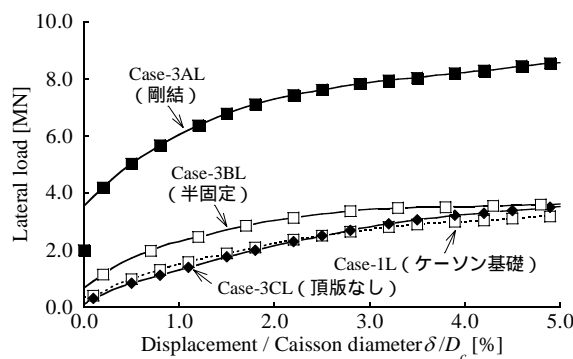


図3-13 荷重～変位関係 (L: 剛性比3.3)

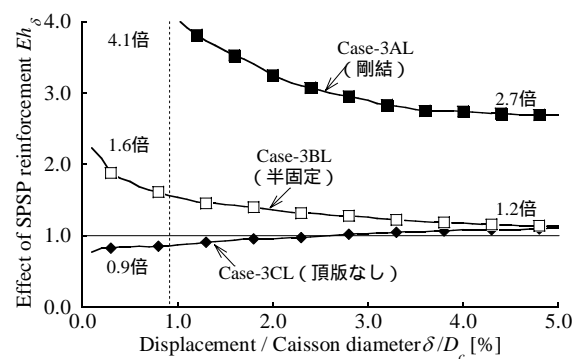


図3-14 水平支持力増加倍率 (L: 剛性比3.3)

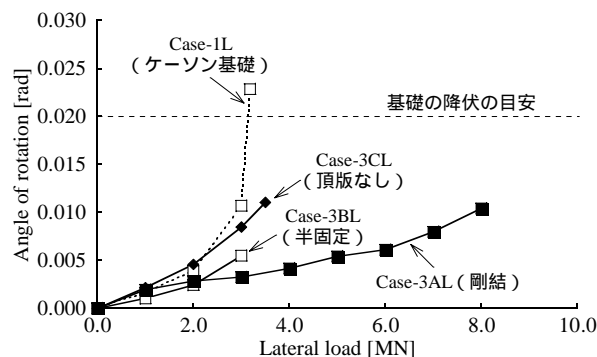


図3-15 荷重～回転角関係 (L: 剛性比3.3)

図 3-16 に 3.0 MN 載荷時にケーソン躯体に発生する曲げモーメントを示す．これより，頂版が剛結合される Case-3AL における曲げモーメントの抑制効果が最も大きく，頂版が半固定状態の Case-3BL においてもその効果を確認できる．一方，Case-3CL（頂版なし）は他の 2 ケースと比較すると抑制効果は小さい．

図 3-17 に頂版の結合構造の違いによる水平変位，回転角，ケーソン躯体の曲げモーメントの抑制効果への影響を比較する．比較には，水平荷重 3.0 MN 載荷時の結果を用いる．この図より，頂版を剛結することで，補強効果（水平変位抑制・回転角抑制・曲げモーメント抑制）の効果がはっきりと確認できる．また，半固定構造であっても補強効果は 50 % とかなり大きな値を示した．しかしながら，頂版なしの構造では，回転角やモーメントで多少の効果を確認できるものの，水平変位に関しては補強前の結果よりも大きくなる．

続いて，図 3-18 に図 3-7 中に示す後方（Pile-1），前方鋼管矢板（Pile-10）に発生する曲げモーメント（3.0 MN 載荷時）を比較する．後方鋼管矢板では各ケース間における曲げモーメント分布の差異は小さい．前方鋼管矢板では Case-3CL と，Case-3AL と Case-3BL の曲げモーメント分布に顕著な差異が見られる．この前方鋼管矢板の曲げモーメント分布の違いから，上述した頂版を設けない場合の鋼管矢板基礎への荷重伝達機構の仮説は正しいと考えられる．また，本実験では，鋼管矢板の杭頭部のリングによる連結のため，後方鋼管矢板は前方鋼管矢板に追従して変形することから，前方鋼管矢板の曲げモーメントの違いに比べ，後方鋼管矢板に発生する曲げモーメント分布に有意な差異が生じなかった．

以上の結果から，頂版の構造として，荷重を鋼管矢板基礎へ直接伝達できるものを設置することが望ましいと判断できる．また，これらの結果は L のケーソン基礎に限定した議論であるが，M，S のケーソン基礎の実験結果においても同様の結果が得られており，定性的な傾向は概ね一致した．

以上から，鋼管矢板基礎増設による既設ケーソン基礎の補強効果として，水平支持力の増加，水平変位の抑制，回転角の抑制，ケーソン躯体の曲げモーメント抑制を確認した．また，頂版の結合構造の違いが補強効果・変形挙動に大きく影響をもたらすことを確認し，耐力向上を図るためには頂版を設けることが有効であること，さらには，頂版を必ずしも剛結合させる必要がない可能性があることを示した．

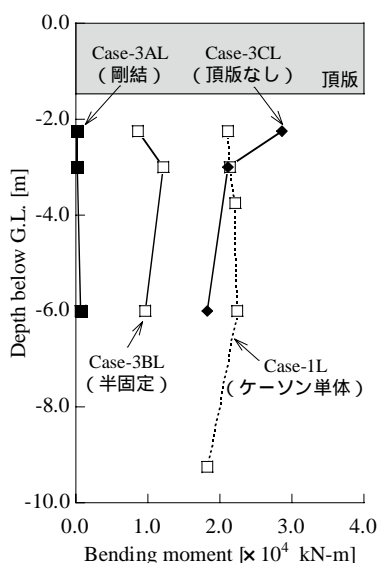


図3-16 3MN載荷時のケーソン躯体の曲げモーメント比較（L：剛性比3.3）

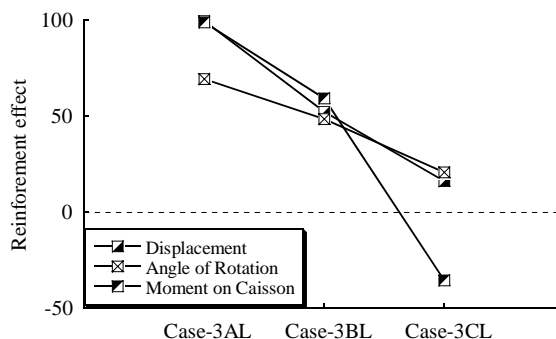


図3-17 3MN載荷時の補強効果の比較（L：剛性比3.3）

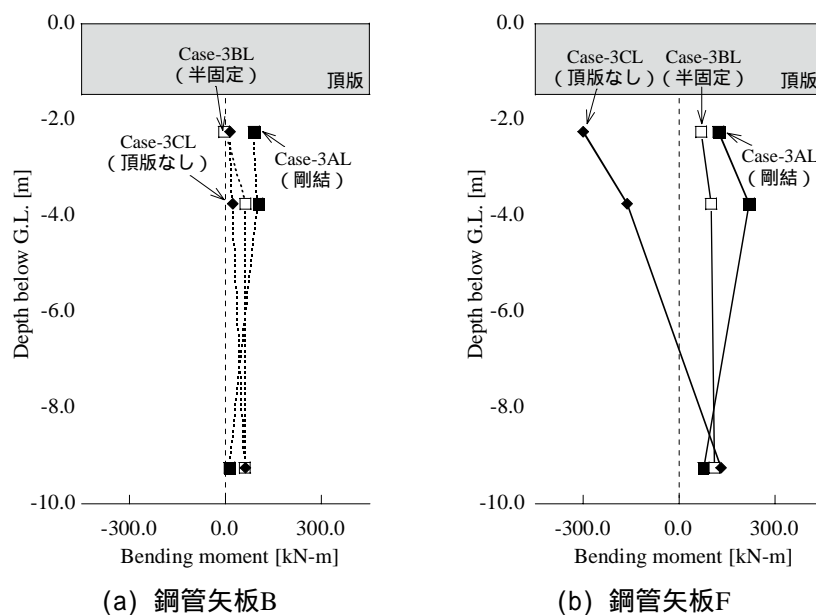


図3-18 3MN載荷時の鋼管矢板の曲げモーメント比較 (L：剛性比3.3)

(2) 剛性比による影響

(1)において頂版の結合構造が Type-B の様な半固定構造であっても一定の補強効果が見られることを確認した。そこで、ケーソンと鋼管矢板基礎が半固定された Type-B に対象を絞り、ケーソンと鋼管矢板基礎の剛性比（鋼管矢板基礎の曲げ剛性 / ケーソンの曲げ剛性）が水平支持力増加倍率・水平変位抑制効果・回転角の抑制効果・ケーソン躯体の曲げモーメント抑制効果・鋼管矢板基礎の水平荷重分担率に及ぼす影響について検討する。Case-1L, 1M, 1S, 3BL, 3BM, 3BS の荷重～変位関係を図3-19に示す。これらの図より、当然ながらケーソンの剛性が高い、S, M, L の順に補強基礎の水平支持力は大きいことがわかる。つぎに、図3-20に示す水平支持力増加倍率 Eh_δ と水平変位 δ/D_c の関係を見ると、2.5 % D_c 変位までLの水平支持力増加倍率（1.3倍以上）がM, Sのそれよりも大きいものの、MおよびSの結果ではそれほど大きな差異が見られない。2.5 % D_c 以降では、各ケースともに徐々に水平支持力増加倍率は低下し、およそ1.1～1.3の範囲に収束する傾向が見られる。

図3-21に荷重～回転角関係を示す。図3-21より、Case-3BLの回転角はCase-1Lに比べ随分と抑制されており、Case-1Lで見られた2.0 MN 載荷以降における回転角の急増は、Case-3BLでは3.0 MN 載荷時へと変化し、基礎の降伏の判定の目安と成る0.02 radを上回ることにはなかった。ケーソンLの場合、回転角の急増は基礎の回転挙動および滑動に起因すると考えられるが、鋼管矢板基礎増設することでそれらの挙動を抑えられたことで、基礎の回転挙動の減少につながったと考えられる。一方で、M, Sでは元々補強前のケーソン基礎自体において回転角の急増という特徴が見受けられなかったため、補強後と補強前の変形挙動にそれほど明確な変化は見られなかった。

図3-22にケーソン躯体に発生する曲げモーメントを補強前と補強後で比較する。この図より、各ケースにおいて載荷荷重の増加とともにケーソン躯体の曲げモーメントは抑制されることが確認できる。

図3-23で、剛性比の違いによる補強効果への影響を比較する。この図より、各項目で最も補強効果が高いのは、剛性比が高いLであり、M, Sは補強効果がLよりも小さくなる。特に、回転角の抑制や曲げモーメントの抑制効果において、その傾向が顕著である。しかしながら、水平変位の抑制効果に関しては、M, Sでも大きな補強効果を発揮しており、またMとSでの補強効果の差は項目によらずあまり見られなかった。この理由として、Lの剛性

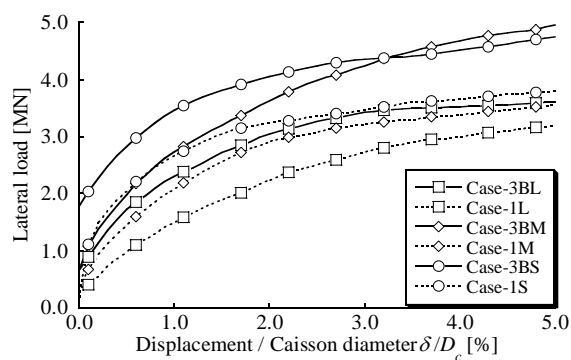


図3-19 荷重～変位関係 (Type-B)

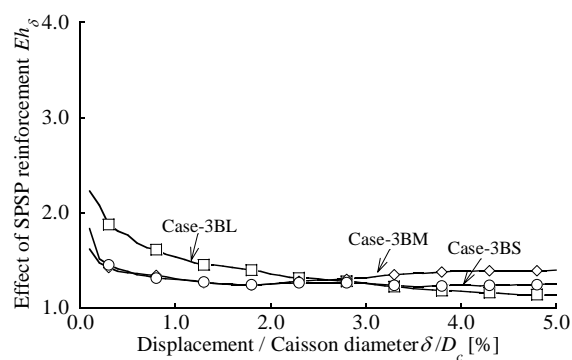


図3-20 水平荷重増加倍率 (Type-B)

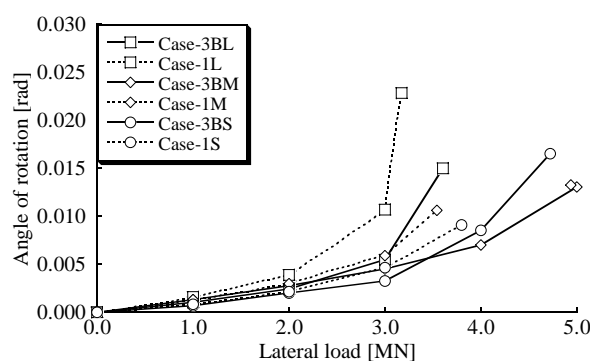


図3-21 荷重～回転角関係 (Type-B)

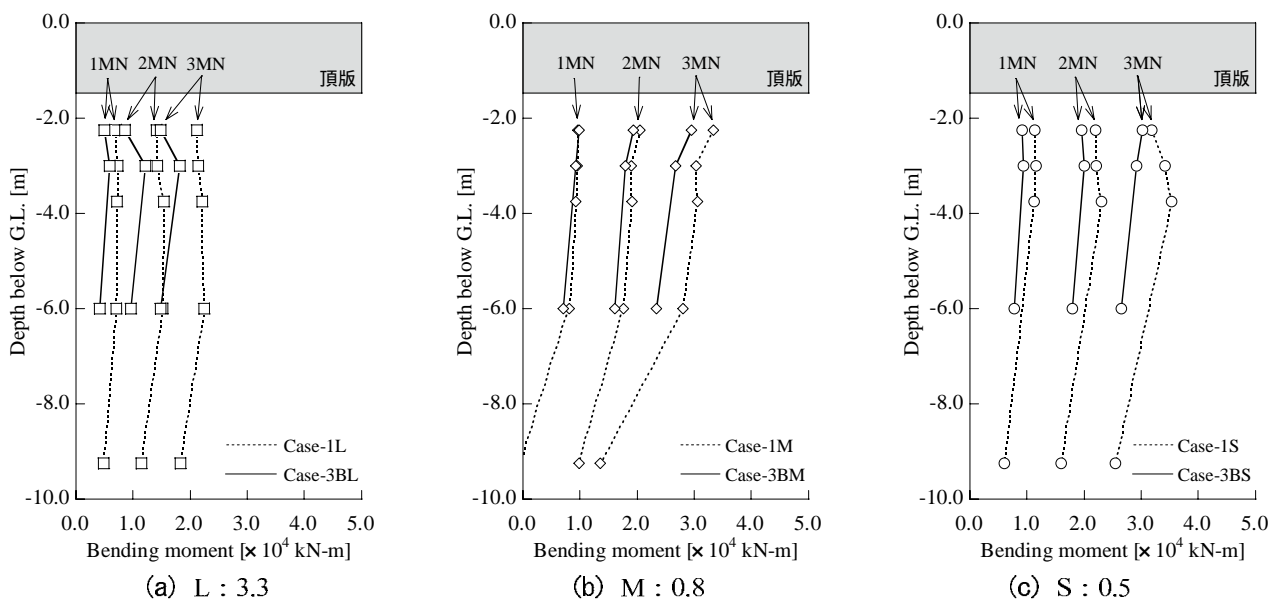


図3-22 ケーソン躯体の曲げモーメント比較 (Type-B)

比 3.3 に対し, M および S の剛性比は 0.8 および 0.5 と, M と S との差が僅かであったことが大きな要因と考えられる。

図 3-24 に式(3-6)で定義した鋼管矢板基礎の水平荷重分担率 RL_s と水平変位 δ / D_c の関係を示す。この図より, L

では載荷初期で、鋼管矢板基礎への分担率は約 30%程度であるのに対し、M、S では載荷初期で既に 50 %を鋼管矢板基礎に分担させている．その後、各ケースともに、変位の増加とともに鋼管矢板基礎の水平荷重分担率が上昇する傾向が見られる．図 3-25 では基礎全体に与えた水平荷重を基準とした鋼管矢板基礎の水平荷重分担率を示す．この結果からも、載荷初期ではLの鋼管矢板基礎への水平荷重分担率はM、Sと比較して小さいが、与える水平荷重が増加するにつれL、M、Sの順で鋼管矢板基礎への分担率は増える．

以上から、補強前のケーソン基礎よりも剛性の大きな鋼管矢板基礎により補強した場合（剛性比：3.3）が最も補強効果が高く、鋼管矢板基礎の水平荷重分担率はケーソンと鋼管矢板基礎の剛性比によって差が生じる．また、基礎の変位量にも依存し、変位量の増加とともに鋼管矢板基礎への負担は増加する．さらには、剛性比の違いにより水平変位、回転角、曲げモーメント抑制などの項目ごとに抑制効果が異なる傾向があることから、補強を要する項目ごとに剛性比を設定することで、より合理的な設計ができる可能性がある．よって、より効果的な補強設計を行うためには、剛性比に関する十分な検討を必要とするとともに、設計パラメータとして考慮することが望ましい．

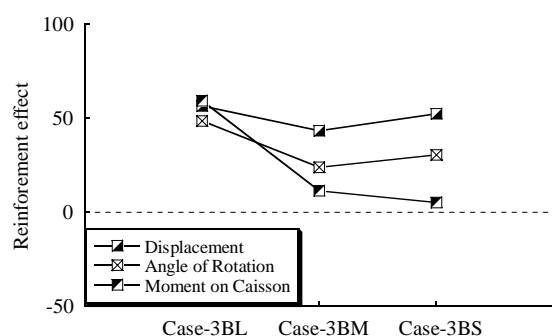


図3-23 3.0 MN載荷時における剛性比の違いによる補強効果の比較 (Type-B)

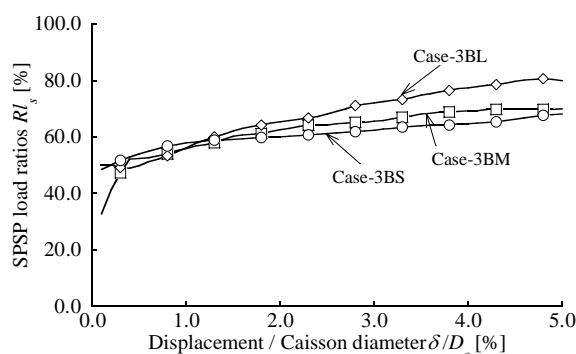


図3-24 鋼管矢板基礎の水平荷重分担率と変位との関係 (Type-B)

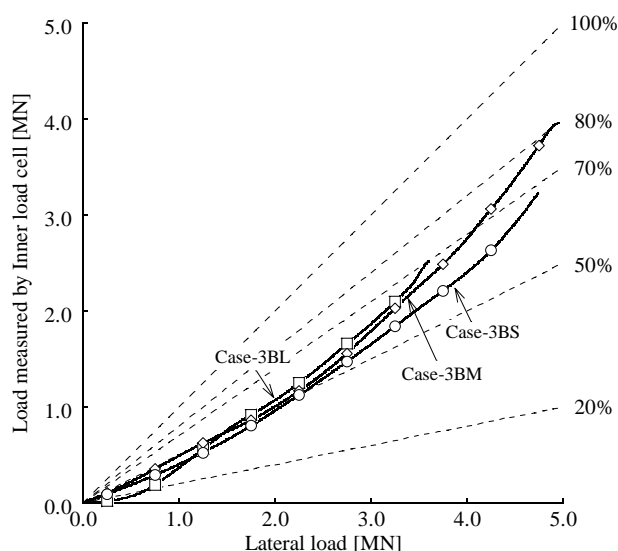


図3-25 鋼管矢板基礎の分担水平荷重 (Type-B)

(3) 支持層の剛性による影響

先述のとおり，LとSケーソンに対して，石膏製の支持層を用いた場合に対しても同様の実験を行った．ここでは，Case-3BLとCase-3BSの鋼管矢板基礎と半固定した場合に焦点を絞り，支持層の剛性が補強効果・鋼管矢板基礎の水平荷重分担率へ与える影響について検証した．

図3-26に各支持層（鉄製支持層(steel)のヤング率： $2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ ，石膏製支持層(lime)のヤング率： $2.6 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ）におけるCase-3BLとCase-3BSの水平支持力増加を，図3-27に水平変位，回転角，ケーソンに生じるモーメントの抑制効果の比較を，図3-28に水平変位を基準にした鋼管矢板基礎の水平荷重分担率の比較を示す．

支持層の剛性が低下すると，当然ながら補強前のケーソン基礎，補強基礎の水平耐力は低下する．しかし，補強効果という観点からすると，図3-26に示したとおり剛性の小さい支持層（lime）の方が大きな水平支持力の増加が認められる．図3-27で各項目の抑制効果への支持層の剛性の影響を見ると，おおよそ全ての項目において剛性の小さい支持層（lime）の方が，より抑制の効果が現れることがわかる．

図3-28からL（剛性比：3.3）では支持層の剛性による補強効果への影響がほとんど見受けられないのに対し，S（剛性比：0.5）では大きく異なる傾向を示した．その特異な点を列挙すると，鋼管矢板基礎の水平荷重分担率が水平変位に関係なく一定，水平荷重分担率の値が他のケースと比較して小さい，になる．この理由として，支持層の剛性，すなわちほとんど変形を許さない鋼鉄製ブロックと相対的に変形を起こしやすい石膏製ブロックの違いにより，前者ではケーソン端部後方が浮き上がる現象になるのに対し，後者はケーソン端部前方が押し込まれる現象になっており，特にケーソン自体の重量が重いLでその差異が顕著に現れたものとする．ただし，その場合でも水平荷重分担率は40%以上を占めている．

これらの結果を総合的に判断すると，支持層の剛性が低下するほど補強の効果が現れる傾向がある．また，剛性比および支持層の剛性によっては鋼管矢板基礎の水平荷重分担率への影響も見られる．このことから，設計段階における剛性比および地盤条件に関する検討を十分に行う必要があるとともに，水平荷重に対しては既設ケーソン基礎と新設鋼管矢板基礎の荷重分担を適切に考慮すると，より効果的な補強を可能にできる．

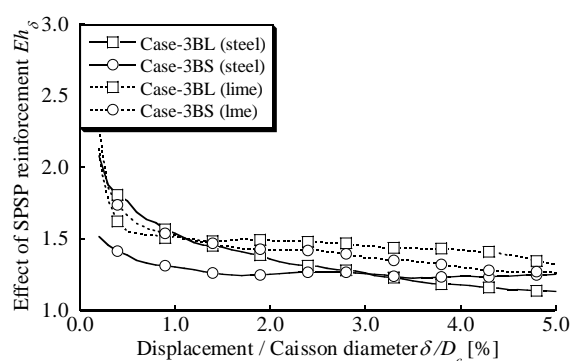


図3-26 支持層の違いによる水平支持力増加の比較

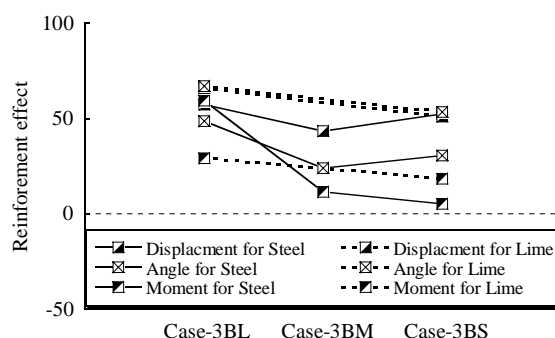


図3-27 支持層の違いによる補強効果の比較

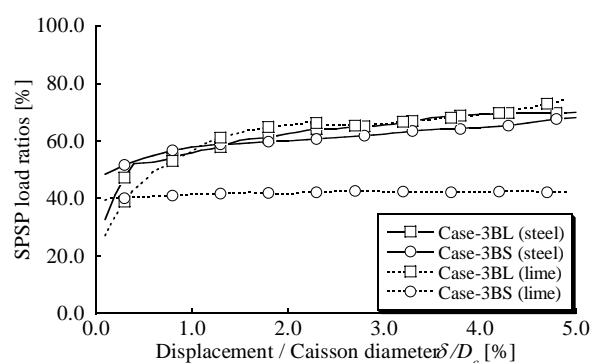


図3-28 支持層の違いによる鋼管矢板基礎の水平荷重分担率の比較

3.4.3 静的水平載荷実験のまとめ

本節では、渡河橋梁基礎に使用されている既設ケーソン基礎に対する耐震補強工法として、鋼管矢板基礎を増設する方法に着目し、耐震補強の効果や荷重の伝達機構を遠心模型実験で検証した。その際、設計上重要なパラメータとなるケーソンと鋼管矢板基礎の剛性比（鋼管矢板基礎の曲げ剛性 / ケーソンの曲げ剛性）に関する検討と、施工性の向上および経済的な施工法の模索を目的に頂版の結合構造に関する検討を実施した。さらに、種々の地盤で施工されることを想定し、支持層の剛性による影響に関する検討も実施した。これらの実験結果から得られた知見を以下にまとめる。

ケーソンと鋼管矢板基礎を剛結した場合が最も補強効果が大きく、今回の実験条件下ではケーソンと鋼管矢板基礎間に頂版を設けない場合の補強効果はさほど期待できないことを確認した。一方で、頂版を半固定状態にした場合でも、鋼管矢板基礎増設による補強の効果が認められた。

頂版を半固定状態で結合した場合、剛性比の影響は大きくなり、本実験条件では剛性比 > 1.0 、つまり既設ケーソン基礎に対し鋼管矢板基礎の剛性が大きい場合により大きな補強効果が認められた。このことから、実基礎に本工法を適用した場合、補強対象となるケーソン基礎の条件によっては半固定状態での結合も有効に機能する場合が考えられ、頂版結合構造の簡素化と施工の省力化を図れる可能性が十分に高いことを示した。

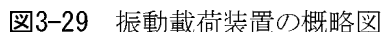
支持層の剛性による補強効果への影響が確認され、支持層の剛性、剛性比によっては鋼管矢板基礎が分担する水平荷重への影響も確認されたため、剛性比と絡めて支持層の剛性、すなわち各種地盤条件に関する補強効果ならびに水平荷重の荷重分担に関する検証も必要となる。

3.5 動的水平載荷実験

3.5.1 動的水平載荷実験の目的

動的水平載荷実験の目的は、前節に示した静的水平載荷実験で確認された補強効果・荷重伝達機構に関する定性的な傾向が動的水平荷重載荷時にも同様に現われるのかを検証することである。本実験で補強効果・荷重伝達機構を検討する際に着目した影響因子は、a)頂版結合構造、c)剛性比である。以下に、実験の概要および実験の結果を示し、静的水平載荷実験の結果と比較する。

振動载荷装置は electro-hydraulic 型のアクチュエータを用いる。そのアクチュエータと油圧回路系統を図 3-29 に、振動载荷装置の仕様を表 3-10 に示す。遠心载荷を行う直前に高圧側のアキュムレータに一定の圧力で油をためて蓄圧を行い、遠心载荷を始め、所定の加速度に達した後、観測室の油圧サーボ制御盤からスリッピングを通して電気信号を送り、サーボバルブをコントロールする。バルブをコントロールすることで、高圧側アキュムレータからピストンに流入する油の量を調節し、振動制御を行う。油は振動载荷装置を通った後、低圧側アキュムレータに蓄えられ、この時点で振動载荷は終了する。遠心実験のオペレーション上、この後に遠心力载荷装置を完全に停止させ、油を抜いてすべての操作が完了する。油圧サーボ制御方式は、小さな装置で大きな加振力と変位を発生させることができ、さらに加振振動数を制御しやすいという特長がある。現在ではこの方式を採用している遠心力载荷装置が多い。



(1) 実験土槽

- 48 -

表3-10 振動台の仕様

形式	油圧サーボ制御
最大加振力	1500 kgf
最大加振速度	10 G
最大加振変位	±5.0 mm
負荷条件	加速度：最大50 G 周波数：最大100 Hz
加振波形	正弦波および任意波
加振時間	1秒間

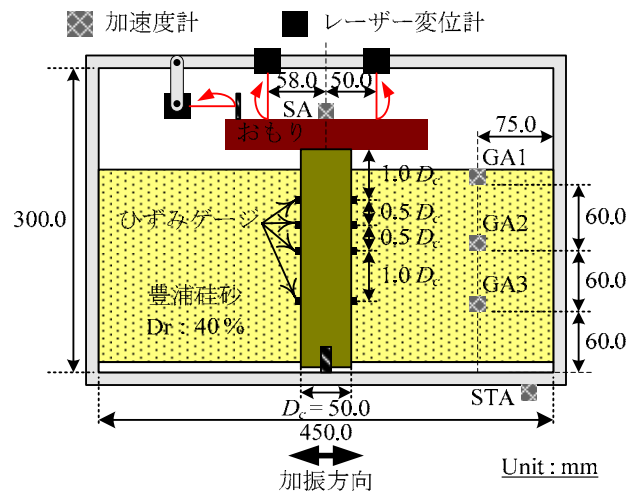
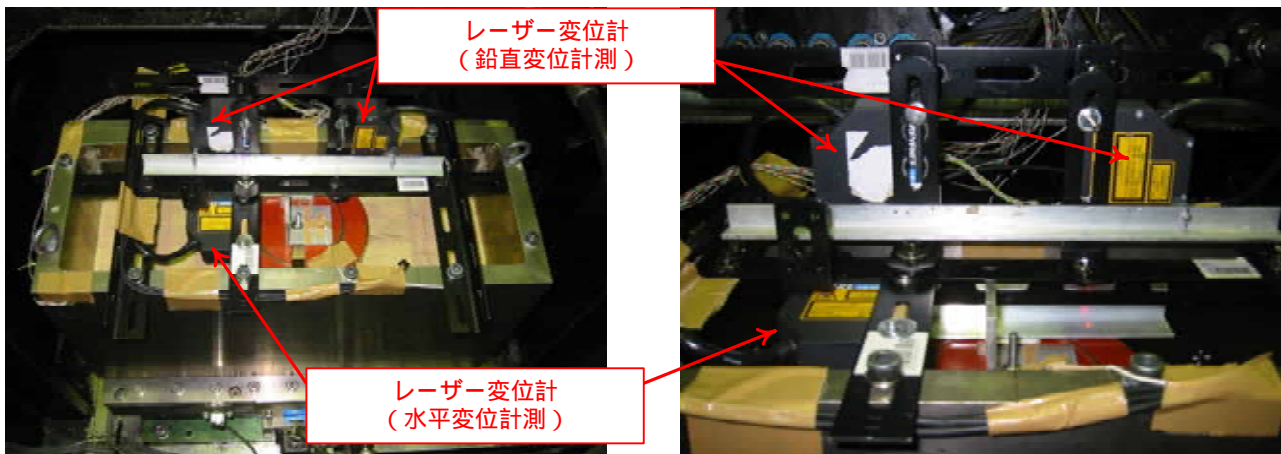


図3-30 振動載荷装置の概略図



(a) 上方から

(b) 側面から

写真3-2 治具によるレーザー変位計設置の様子

(2) ケーソンおよび鋼管矢板基礎

静的実験の結果と直接比較を行えるように、ケーソン模型は、静的実験と同じ断面寸法である 50.0 mm 角を使用し、材質も同じ真鍮とした。しかしながら、土槽の寸法の制約条件により鋼管矢板基礎を静的実験と同じ寸法を用いることはできないため、鋼管矢板基礎は長さ 150.0 mm、幅 92.0 mm、厚さ 1.0 mm の板 4 枚を用いて、それぞれを溶接して作製することでモデル化した。そのため、鋼管矢板基礎の特徴である水平載荷時に発生する継手のせん断ずれに伴う剛性の低下を表現できていないが、本実験では、剛性比および頂板の結合構造の差異による影響を検証することを優先させたため、このような形状で問題ないと考えた。

(3) 剛性比

静的実験では異なる肉厚のケーソン模型を用いて変化させていた剛性比を、動的実験では鋼管矢板基礎の材質を鋼、アルミニウムと変えることで対応した（鋼：2.0、アルミニウム：0.7）。静的実験において、剛性比の差が小さいと補強効果への影響も小さいことが明らかになったことから、動的実験では剛性比を 1.0 より大きい鋼と、1.0 より小さなアルミニウムの 2 種類を設定した。なお、これらの剛性比の値は、施工実績における剛性比の範囲内（0.5

～5.0)にある．実験模型の断面図を図3-31に示し，各模型の諸元をプロトタイプ換算して表3-11に示す．剛性比も併せて表記する．

(4) 頂版

本実験においても，ケーソン基礎と鋼管矢板基礎の結合構造を比較項目に設定しており，真鍮製の頂板をケーソン基礎および鋼管矢板基礎にネジ留めし両者を剛結したもの（Type-A，図3-32参照），石膏製の頂板をケーソン基礎と鋼管矢板基礎との間にはめこみ，ケーソンと鋼管矢板基礎の間にコンクリートを流し込む場合を模擬した水平力だけを鋼管矢板基礎に伝達させるもの（Type-B），頂板を設けないもの（Type-C），の3タイプを比較した．Type-Bで用いた石膏製の頂版は，石膏：珪藻土：蒸留水を3.0：2.0：1.0で混合し，24時間養生し，20℃の恒温室内にて2週間乾燥させたものを用いた．その供試体に対し実施した一軸試験の結果を図3-33に示す．表3-12に各頂版の諸元を示す．

(5) 上部工死荷重

振動実験では加振中に計測機器類が移動してしまう恐れがある．そこで土槽上部にレーザー変位計を固定するための治具を剛結する必要があるが，模型上部の空間を制限してしまう．そこで今回の実験では基礎天端に水平荷重を負荷させることを念頭に置き，基礎上部に特に橋脚の模型は設けず，上部工死荷重を模擬した錘52N（写真3-3参照）を直接剛結した．これはプロトタイプ換算で6.5MNの荷重に相当する．

3.5.4 模型地盤

本実験でも，静的実験と同様の手法により模型地盤を作製した．地盤材料は乾燥した豊浦砂を用い，ホッパーの落下高さを45.0cm，スリット幅を5.0mmに設定し，目標相対密度を40％として緩砂地盤を作製した（写真3-4参照）．緩砂地盤を作製した理由は，密砂地盤に比べて地盤反力が小さくなるためケーソン基礎の支持力が低下し，補強効果の確認が容易になると考えたからである．作製地盤の相対密度は，ややばらつきはあるものの概ね40％を達成した．

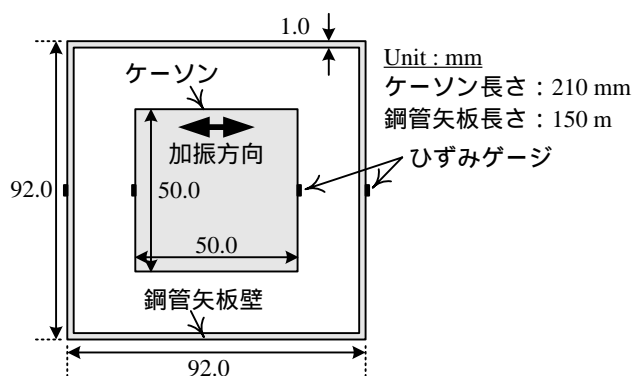


図3-31 基礎模型の断面図

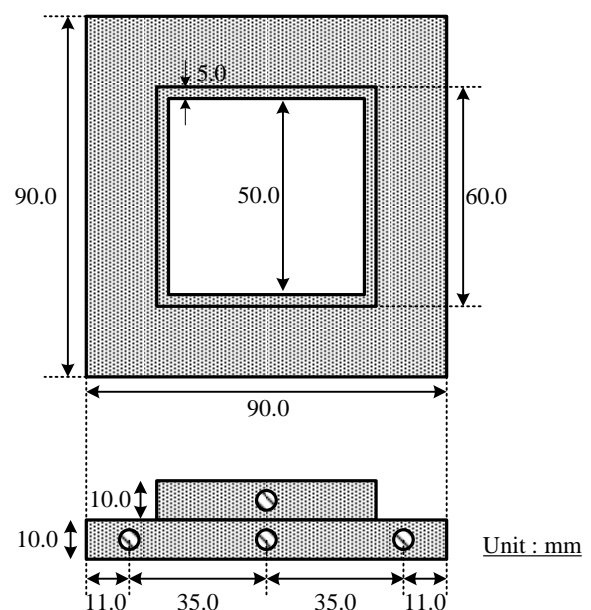
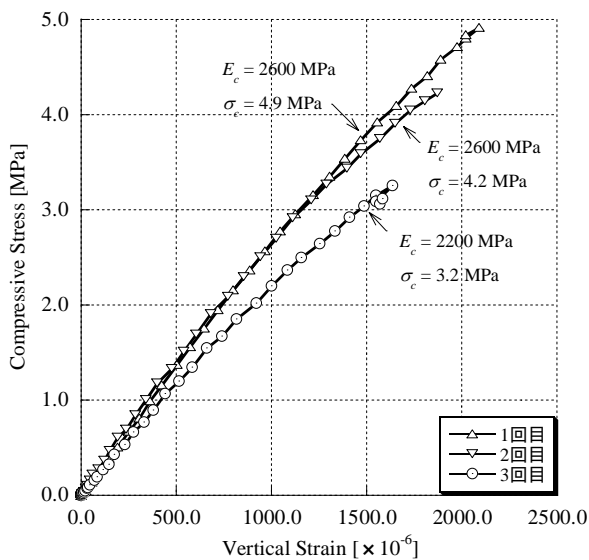
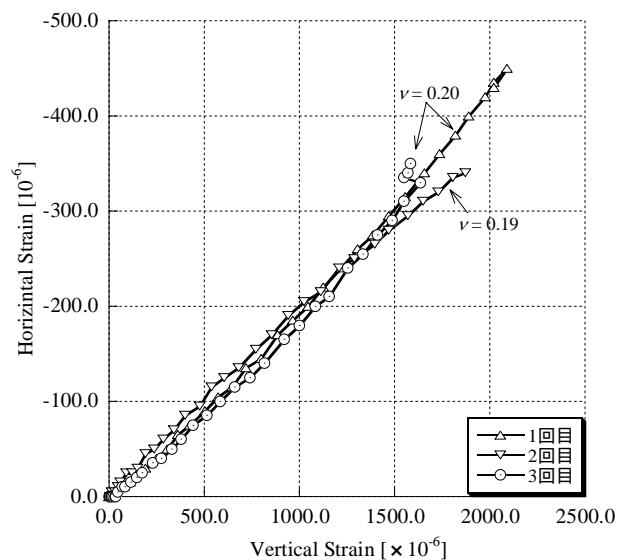


図3-32 Type-Aで用いる頂版



(a) 鉛直応力～軸ひずみ関係



(b) 軸ひずみ～周ひずみ関係

図3-33 半固定頂版に用いた石膏に対する一軸圧縮試験結果

表3-11 模型基礎の諸元

	材質	外径 D	板厚 t	長さ L	弾性係数 E_c	断面積 A_c	断面二次 モーメント I_c	ポアソン比 ν	剛性比
		[m]	[m]	[m]	[kN / m ²]	[m ²]	[m ⁴]	-	-
ケーソン	真鍮	2.5	無垢	10.0	1.0×10^8	6.25	3.26	0.35	1.98
鋼管矢板	鋼	4.6	0.05	7.5	2.1×10^8	0.46	3.14	0.29	
	アルミニウム	4.6	0.05	7.5	0.7×10^8	0.46	3.14	0.35	

表3-12 頂版の諸元

	材質	外径 D	板厚 t	弾性係数 E_c	ポアソン比 ν	一軸圧縮 強度 σ_c
		[m]	[m]	[kN / m ²]	-	[MPa]
Type-A	真鍮	4.5	0.5	1.0×10^8	0.35	-
Type-B	石膏	4.5	0.5	2.5×10^6	0.20	4.2
Type-C	なし	-	-	-	-	-

3.5.5 実験ケース

本実験では、地盤のみを対象とした遠心載荷振動実験を行い地盤の振動特性を把握した後、ケーソン基礎を対象とした遠心載荷振動実験によりケーソン基礎の振動特性を把握した。その後、補強基礎の動的挙動を検証するために、頂板の結合構造を変化させ3ケース、鋼管矢板基礎の材質を変化させ2ケース、合計6ケースの実験を実施した。また、鋼管矢板を全周に渡り打設するのではなく、図 3-34 に示すような壁体として用いることで水平支持力増加が必要とされる方向のみを補強する、より経済性を追及した鋼管矢板壁基礎増設工法を検討する実験を1ケース行った。実験ケースを表3-13に示す。

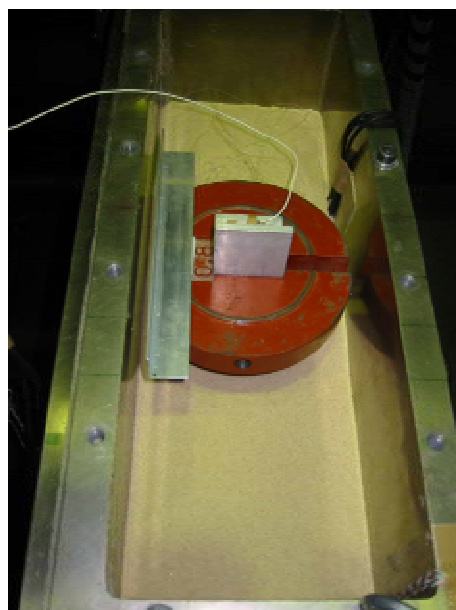


写真3-3 上部工死荷重を模した錘

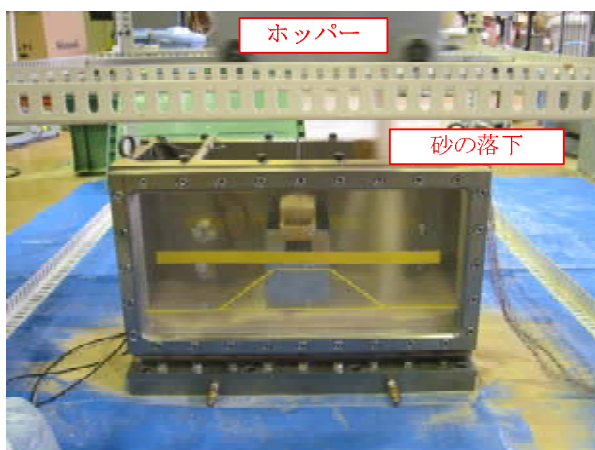


写真3-4 ホッパーによる地盤作製の様子

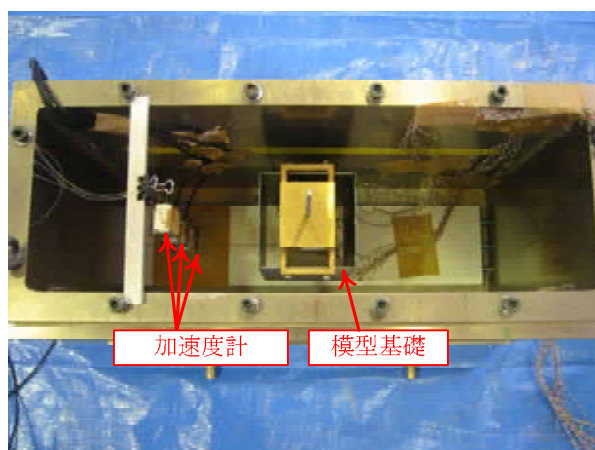


写真3-5 土槽内に模型と加速度計を固定した様子

表3-13 実験ケース

	地盤のみ	ケーソン	補強基礎						
			剛結 (Type-A)		半固定 (Type-B)		頂版なし (Type-C)		壁式 (Type-D)
実験ケース	4	5	6AL	6AS	6BL	6BS	6CL	6CS	6D
模式図									
矢板材質			鋼	アルミ	鋼	アルミ	鋼	アルミ	真鍮
剛性比			2.0	0.7	2.0	0.7	2.0	0.7	

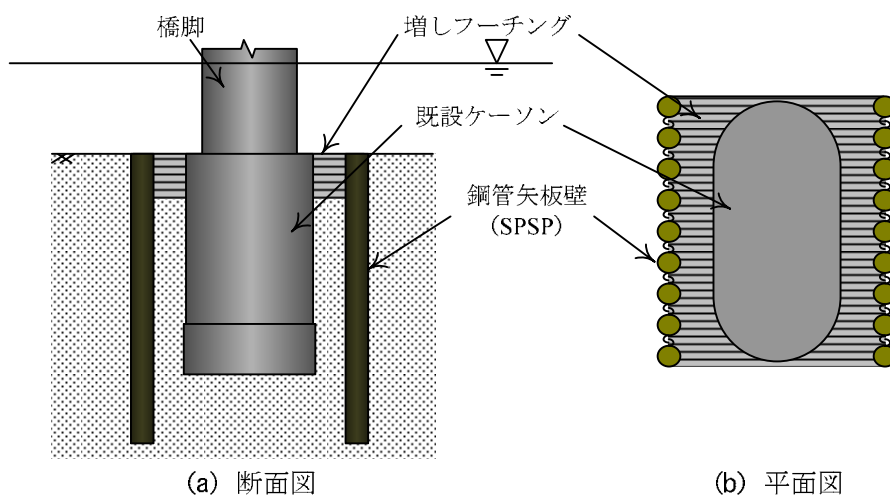


図3-34 鋼管矢板壁基礎増設工法

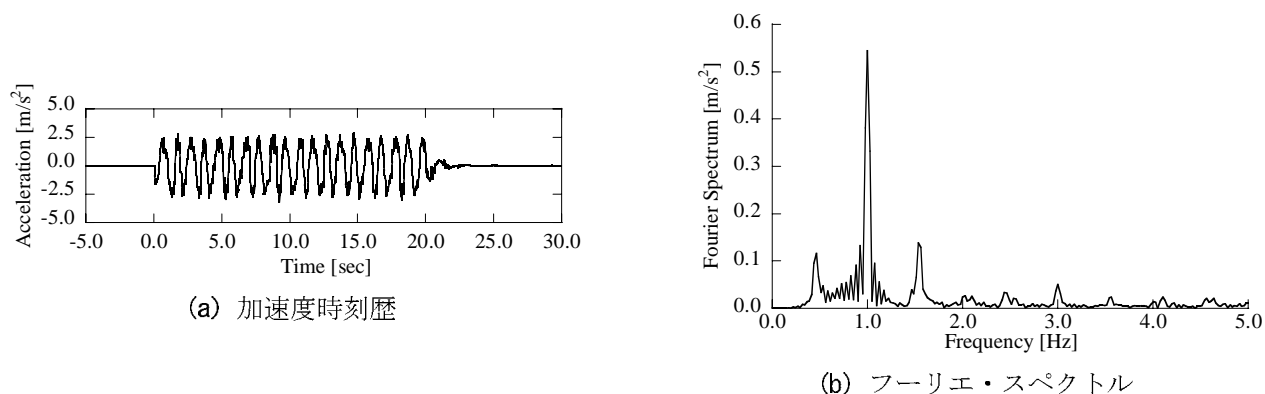


図3-35 振動台の入力加速度特性
(50 G, 50 Hz, 3 mm)

3.5.6 入力振動

入力振動は、遠心加速度が 50 G に達してから 5 分間その状態を維持した後、振幅 3.0 mm、振動数 50 Hz、サイクル 20 回の正弦波を変位制御にて与えた。これはプロトタイプに換算すると、15.0 cm、1 Hz に相当する。なお、変位制御にて所定の振動を入力した場合、入力振動の加速度波形（振動台下部にて計測）に若干の乱れがみられたため、実験に先立ち振動台のみの振動実験を行い、振動载荷装置の振動特性を把握した。得られた加速度波形とそのフーリエ・スペクトルを図 3-35 に示す。この結果から、入力加速度では設定した 1 Hz の振動の他に、0.5 Hz と 1.5 Hz の振動が卓越していることがわかる。

3.5.7 計測システムと計測項目

本実験で用いる振動計測システムでは使用できるチャンネルが 28 チャンネルと制限されている。そこで、計測項目を以下のように設定した。

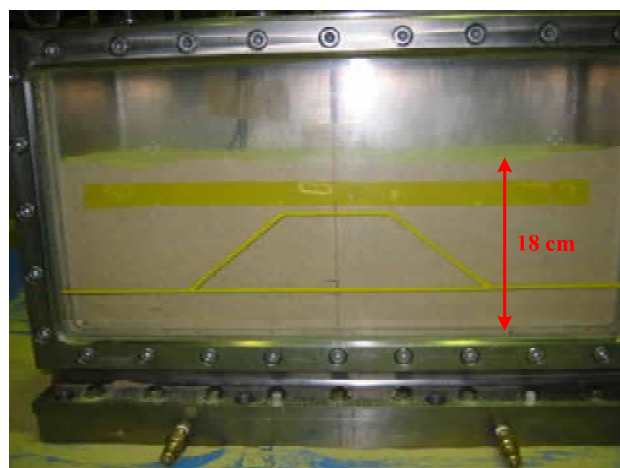
振動台の加速度（振動台に設置した加速度計により計測）

基礎天端、地盤（深さ方向に 3 点）の応答加速度（加速度計により計測）

基礎天端の水平変位（レーザー変位計により計測）



(a) 上方から



(b) 側面から

写真3-6 地盤作製後の土槽

基礎の回転角（2 個のレーザー変位計により算出）

ケーソン，および鋼管矢板のひずみの深度分布（ひずみゲージにより計測）

振動台の加速度の計測には株共和電業製の AS-50B を，地盤内の加速度（GL. 0.0 m，GL. -3.0 m，GL. -6.0 m）の計測には株東京測器研究所製の ARH-200A を，基礎天端の加速度の計測には株SSK 製の A6H-50 を，上部工の水平変位計測には株キーエンス製の LBP-040，鉛直変位測定には株キーエンス製の LBP-080 を，ケーソン基礎・鋼管矢板基礎のひずみ計測には株東京測器研究所製のひずみゲージ（鋼；FLA-2-11-5LT，真鍮；FLA-2-17-5LT，アルミニウム；FLA-2-23-5LT）をそれぞれ用いた（図 3-30，写真 3-5 参照）。

計測された加速度計，レーザー変位計，ひずみゲージの信号はブリッジボックスを介して遠心载荷装置のアーム上部に設置された DRA（デジタル動ひずみ測定器；東京測器研究所製 DRA-101A）のアンプでチャンネル毎に増幅され，アーム下部に取り付けられたノートパソコンに取り込まれる．計測機器の制御は，制御室内のパーソナルコンピュータから無線 LAN を介して行われる．データ取得用ソフトウェアには DRA 添付のプログラムを使用した．

3.5.8 実験方法

まず，土槽底部にアルミニウム製の板を固定し，そのアルミ板とケーソン底面をボルトで固定した．これは回転中心をケーソン底面で固定することにより，加振時のケーソンの浮き上がりを防ぎ，多数回の実験において比較条件を一定にするためである．つぎに，鋼管矢板基礎および地盤の応答加速度を計測する加速度計を治具によりぶら下げ，気中落下法により地盤を作製する（写真 3-6 参照）．所定の高さまで地盤を作製した後，頂版部，錘の順で設置する．最後に，水平変位，鉛直変位を計測するレーザー変位計を取り付けた治具を取り付ける．

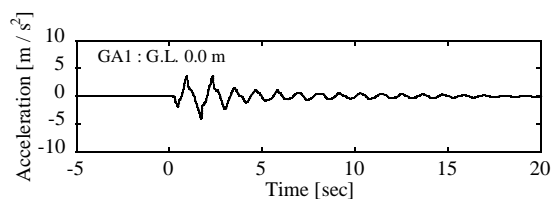
このようにして作製した実験装置を振動台に載せ，所定の遠心加速度（50 G）まで上昇させ，加速度が安定するのを確認した後，動的水平荷重を振動台により与えて実験を行った．

3.6 動的水平载荷実験の結果と考察

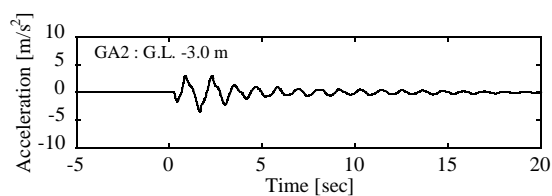
実験結果はすべて，表 3-1 に示した相似則に従ってプロトタイプ換算したものを示す．水平変位はケーソンの外径 D_c に対する比率として表す．

3.6.1 模型地盤の応答特性

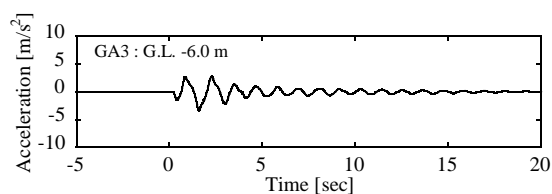
実験に先立ち、地盤の応答特性を把握するために、模型地盤のみを対象とした振動実験（Case-4）を行った。模型地盤は、3.5.4 で述べる振動実験と同様の手順で相対密度 40.1 %の模型地盤を作製した。振動台ならびに模型地盤の各層における加速度の時刻歴（STA, GA1, GA2, GA3）を図 3-36 に示す。また、図 3-36 の加速度から求めた減衰定数 5 %の応答加速度スペクトルを図 3-37 に示す。この結果から、入力波に対して固有周期 1.2 秒で応答加速度スペクトルが増幅される傾向がわかる。



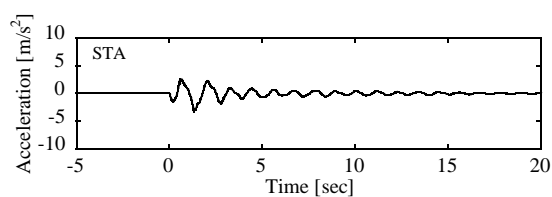
(a) G.L. 0.0 m



(b) G.L. -3.0 m



(c) G.L. -6.0 m



(d) 振動台

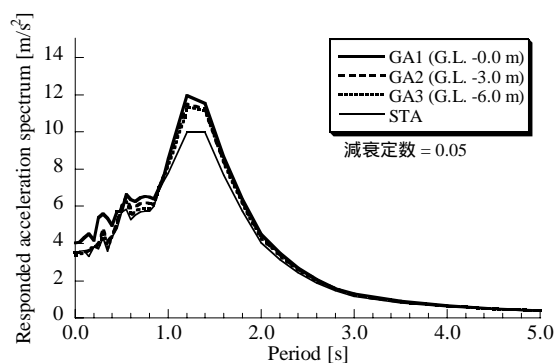


図3-37 地盤の加速度応答スペクトル（Case-4）

図3-36 地盤の加速度の時刻歴（Case-4）

3.6.2 ケーソン基礎の振動特性

補強対象であるケーソン基礎の振動特性を把握するために、ケーソン基礎のみを対象とした振動実験を行った。図 3-38 に加速度時刻歴を示す。上から順に(a)ケーソン基礎天端の加速度（SA）、(b)地表面加速度（G1）、(c)振動台下部にて計測した入力加速度（STA）である。これらの図より、振動台の最大加速度は 2.44 m/s^2 （時刻 18.68 sec）、地表面での最大加速度は 4.23 m/s^2 （時刻 18.75 sec）、ケーソン天端における最大加速度は 6.18 m/s^2 （時刻 2.85 sec）

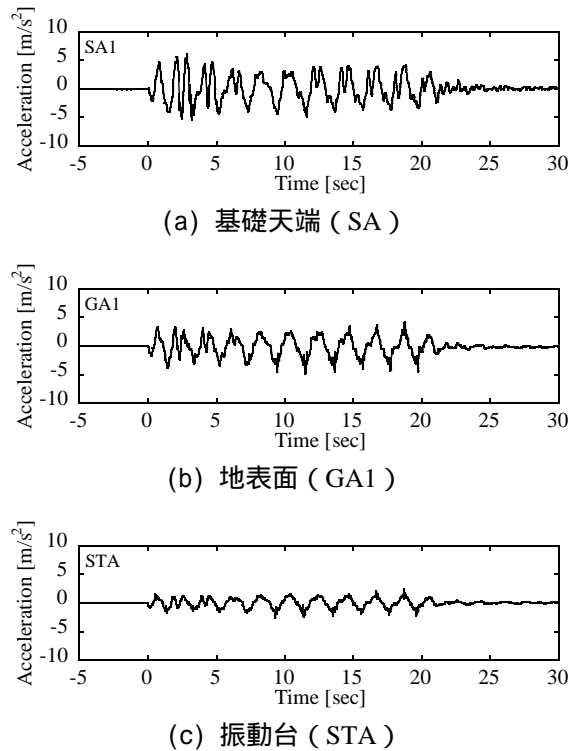


図3-38 ケーソン基礎 (Case-5) の加速度時刻歴

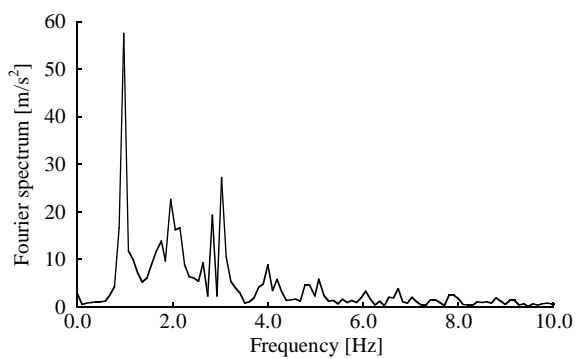
と確認できる。基礎天端の応答加速度は入力加速度の2.5倍に増幅され、地表面の応答加速度に対し1.5倍に増幅されている。応答加速度が最大値を示す時刻が、地表面および入力加速度とケーソン基礎天端で大きくずれている理由は、加振により地盤が締固まることでケーソンに対する地盤の抵抗が増加したためと推察する。

続いて、地盤とケーソン基礎～地盤系の動的応答を把握するために、入力、地表面、基礎天端の加速度時刻歴からフーリエ・スペクトルを求め、得られたフーリエ・スペクトルの値から、入力～地盤、入力～基礎天端の伝達関数を求めた。それぞれを図3-39、図3-40に示す。これらの図より、地盤の固有振動数は6.2 Hz、基礎～地盤系の固有振動数は2.5 Hzと推定できる。

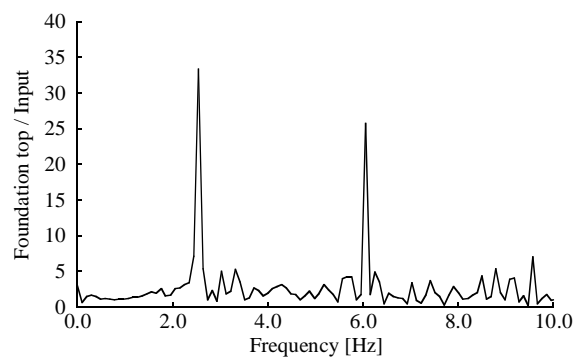
図3-41に示した基礎天端の水平変位時刻歴および図3-42に示した基礎天端での回転角時刻歴を見ると、最大水平変位は $1.94\%D_c$ (時刻3.05 sec)、最大回転角は0.007 rad (時刻2.24 sec)となる。

図3-43(a)の基礎天端慣性力～変位関係から、楕円に近い履歴ループを描いていることがわかる。また、振動開始直後の荷重～変位関係と、3.5に示したケーソン基礎 (Case-1S) に対する静的水平載荷実験の結果とを図3-43(b)で比較した。この図より、静的実験と動の実験では地盤の相対密度 (静的: $Dr=90\%$ 、動的: $Dr=40\%$) が異なるにもかかわらず、荷重～変位関係の初期勾配は動の実験の方が上回る。図3-44に示す基礎天端慣性力～回転角関係に関する動の実験と静的実験の比較では、動の実験における回転角は静的実験における回転角と比べてかなり小さい。以上から、上記の現象が生じた要因は、模型地盤の条件よりもケーソンの固定条件 (静的実験: 自由、動の実験: 固定) および荷重条件 (静的実験: 水平荷重とモーメント、動の実験: 水平荷重のみ) によるところが大きいと考えられる。

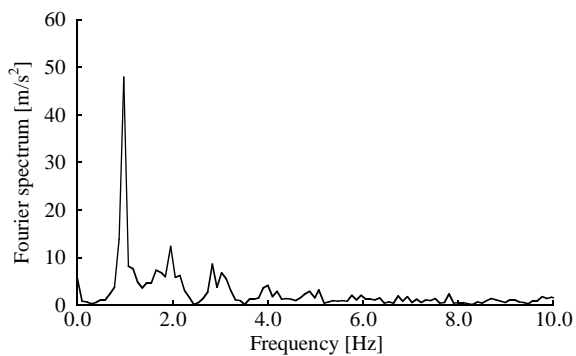
ケーソン躯体の曲げモーメントの時刻歴を図3-45に、ケーソン躯体の最大曲げモーメントの深度方向分布を図3-46に示す。なお、GL-1.0 mでのデータは欠損したため記していない。これらの図より、ケーソン躯体の曲げモ



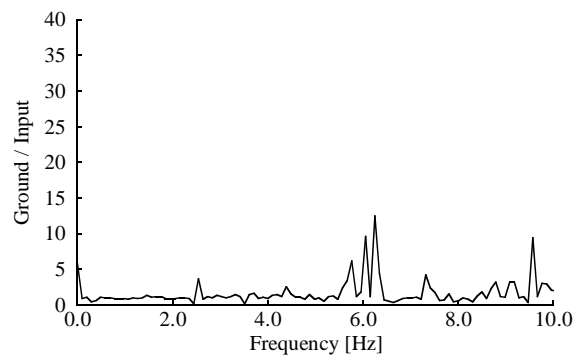
(a) 基礎天端



(a) 基礎天端 / 入力

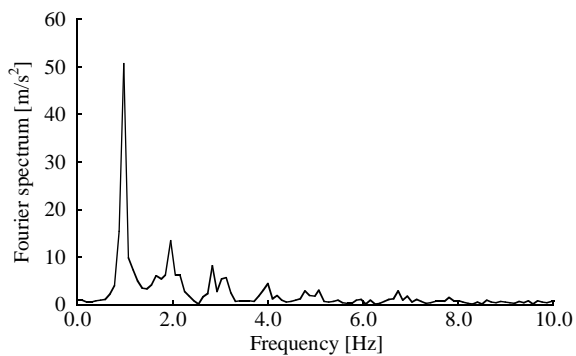


(b) 地表面



(b) 地表面 / 入力

図3-40 伝達関数 (Case-5)



(c) 振動台

図3-39 加速度時刻歴のフーリエ・スペクトル (Case-5)

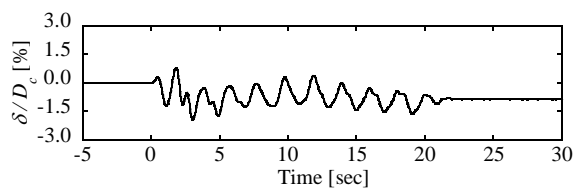


図3-41 基礎天端の水平変位時刻歴 (Case-5)

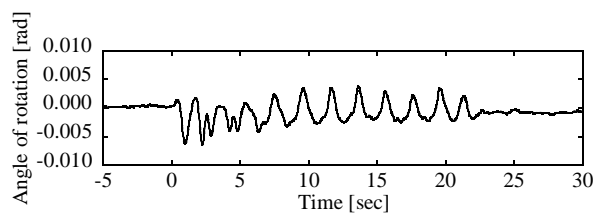
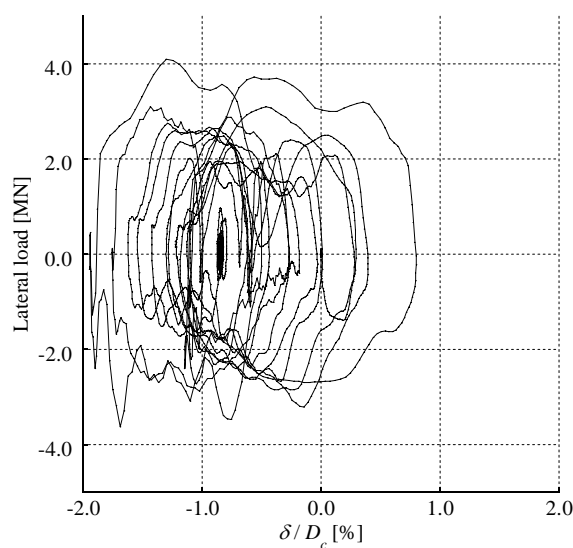
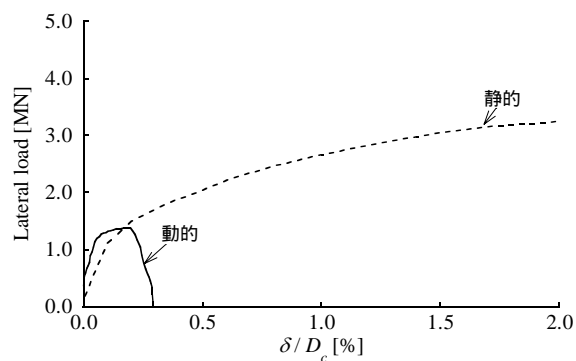


図3-42 基礎天端の回転角時刻歴 (Case-5)



(a) 動的的水平荷重実験



(b) 静的実験結果と比較

図3-43 基礎天端慣性力～水平変位関係

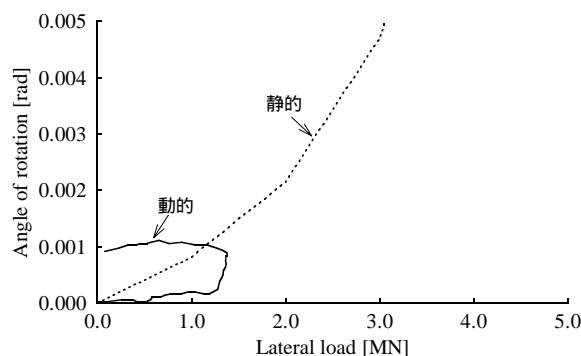


図3-44 基礎天端慣性力～回転角関係

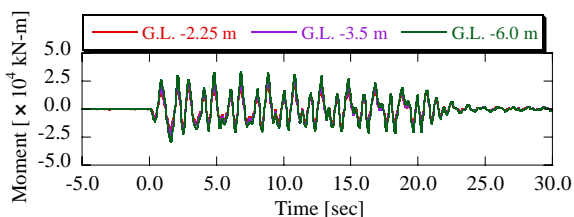


図3-45 ケーソン躯体の曲げモーメント時刻歴

ーメントは深度方向にほとんど位相差が生じていないことがわかる。また、基礎に発生する曲げモーメントの最大値は、G.L. -6.0 m の深度で 3.3×10^4 kN-m であり、曲げモーメントの値は基礎下端に近づくにつれ増加していくことがわかる。これは基礎下端を底板に剛結しているため、基礎が片持ち梁のように振動しているためと考えられる。

3.6.3 比較条件

3.6.2 で述べたケーソン基礎の動的実験結果と、3.6.4 で述べる補強基礎の動的実験結果を比較検討する際に、各ケースにおいて一定の入力波が入力されていることが重要となる。本実験では、プロトタイプ換算で振幅 0.15 m、振動数 1 Hz の正弦波を 20 サイクル入力し、加振開始より 30 秒後まで計測を実施した。しかしながら、図 3-47 に示す各実験ケースの振動台で計測した入力加速度の時刻歴を見ると、加振 5 秒後以降の入力加速度が必ずしも一致していない。そこで、頂版の結合構造および剛性比の違いによる補強効果への影響を論じるにあたり、入力波が比較的一致している 0～5 秒の 5 秒間で実験結果を比較することにした。

図 3-48～50 に加速度の時刻歴(ケーソン基礎天端および振動台)、図 3-51 に基礎天端の水平変位時刻歴、図 3-52 に回転角の時刻歴を示す。図 3-53 には、基礎天端慣性力～水平変位関係を示す。なお、今回の実験で回転角計測

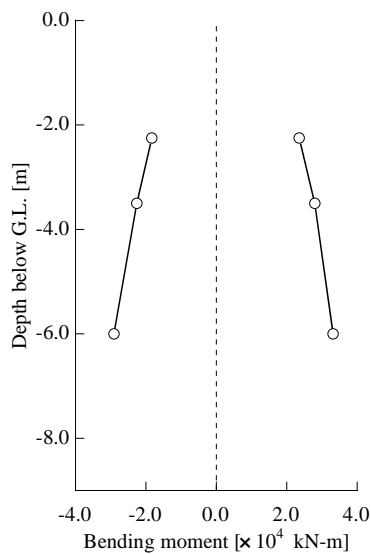


図3-46 ケーソン躯体の最大曲げモーメント分布

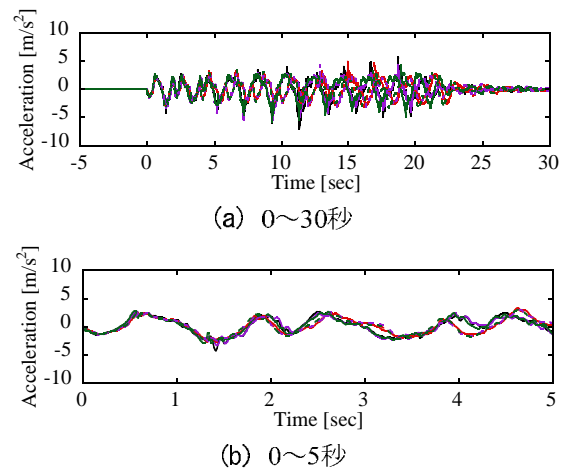


図3-47 入力加速度時刻歴の比較

に用いたレーザー変位計の不調により，計測波形に周期的な乱れが見られた．そのためフーリエ変換を行い，計測された乱れの周波数を 0.2 Hz と判断し，0.3 ～ 50 Hz の周波数成分をもつ振動のみを取り出すことのできるバンドパスフィルタを用いて乱れを除去している．

0 ～ 5 秒における各ケースの最大加速度（ケーソン基礎天端および地表面），最大水平変位，最大回転角，および残留変位を表 3-14 にまとめる．なお，表中の[]内は水平変位抑制効果，回転角抑制効果を表している．なお，ここでの水平変位抑制効果（回転角抑制効果）とは，0 ～ 5 秒でのケーソン基礎の最大水平変位（回転角）に対する補強基礎の最大水平変位（回転角）の減少量を百分率で示したものである．

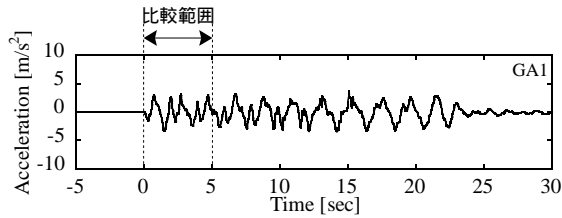
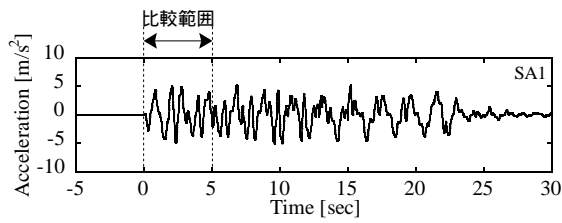
図 3-54 にケーソン躯体の曲げモーメントの時刻歴を示す．図 3-55 には基礎の最大曲げモーメントの深度方向分布を，図 3-56 にケーソン基礎の曲げモーメントが正の最大値を記録した時刻における鋼管矢板基礎のひずみの深度方向分布を示す．

3.6.4 頂版の結合構造および剛性比の違いによる補強効果への影響

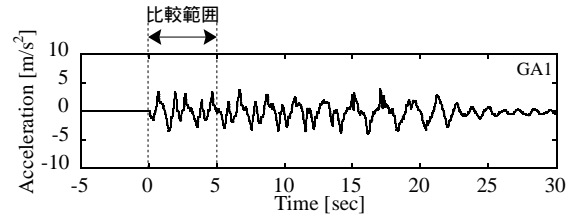
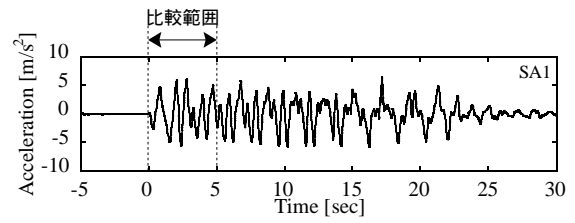
(1) 応答加速度および固有振動数

図 3-48 ～ 50 に示したケーソン基礎天端，地表面の加速度時刻歴を見ると，全ての補強基礎ケースに共通して，ケーソン基礎天端の応答加速度が地表面加速度の約 2.0 倍に増幅している．また，加振初期（0 ～ 5 秒）では Case-6CL を除いて，頂版の結合構造の違いによる基礎天端および地表面の応答加速度の位相差がほとんど見られない．表 3-14 に示した各ケースの基礎天端の最大加速度を見ると，Case-6AL，Case-6BL ではやや Case-5 の結果を下回るものの，それ以外のケースではほぼ同程度の値を示している．

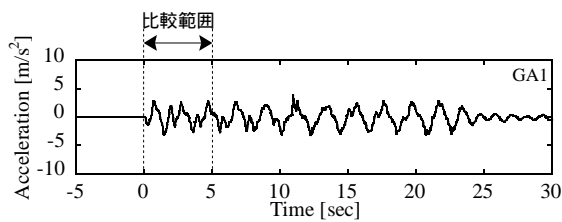
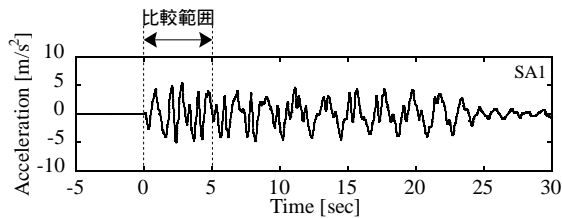
続いて，3.6.2 で示した手法と同様にして各ケースの基礎～地盤系の固有振動数を求めた．しかしながら，補強基礎はケーソン基礎と鋼管矢板基礎の複合体であるため複雑な挙動を示し，固有振動数を特定することは難しかった．そこで，補強基礎の固有振動数には伝達関数が大きな値を示した振動数の範囲を表記することとした．その結果を表 3-15 にまとめる．表 3-15 に示した基礎～地盤系の固有振動数を比較すると，補強基礎の方がケーソン基礎よりも固有振動数が大きくなる傾向がある．しかしながら，頂版の結合構造および剛性比の違いによる固有振動数への影響に起因する特徴的な挙動を確認できなかった．



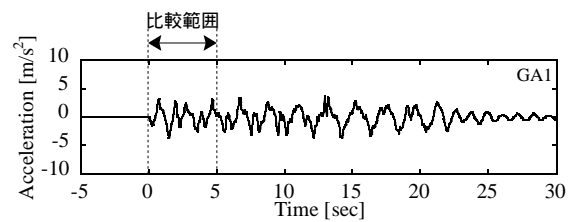
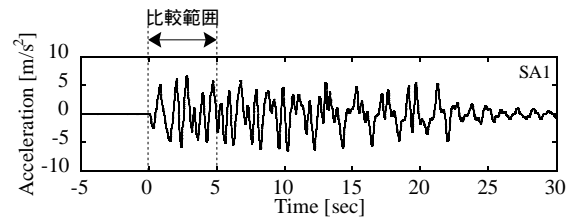
(a) Case-6AL



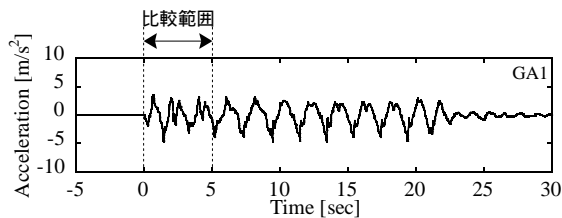
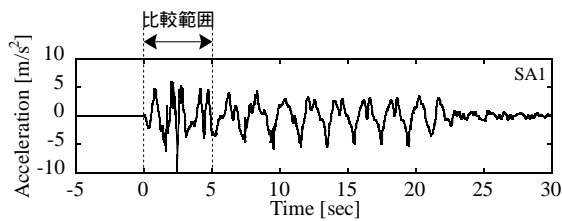
(d) Case-6AS



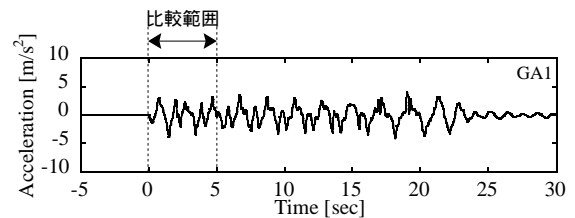
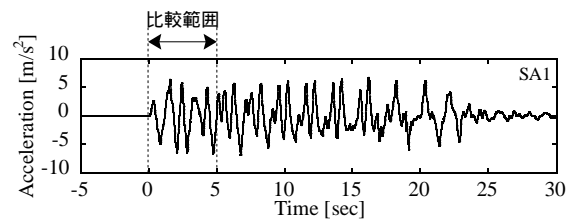
(b) Case-6BL



(e) Case-6BS



(c) Case-6CL

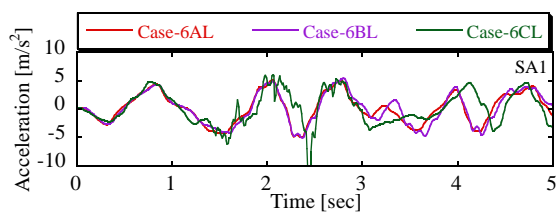


(f) Case-6CS

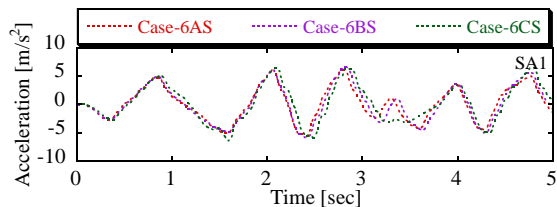
図3-48 ケーソン基礎天端および地表面の加速度時刻歴

(2) 水平変位および回転角

図3-51 に示した水平変位の時刻歴および表3-14 に示した各ケースの最大水平変位を比較すると、剛結合および半固定構造において高い抑制効果を示し、Case-6AL で85%、Case-6BL で86%、Case-6AS で81%、Case-6BS で

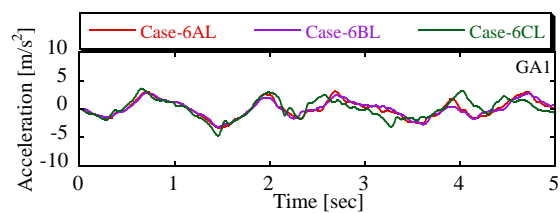


(a) L (剛性比 : 2.0)

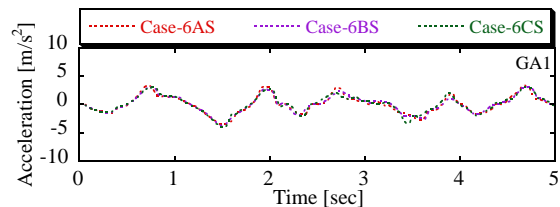


(b) S (剛性比 : 0.7)

図3-49 ケーソン基礎天端の加速度時刻歴

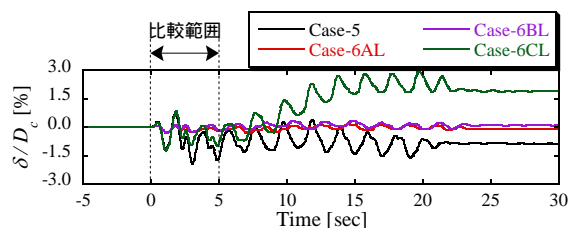


(a) L (剛性比 : 2.0)

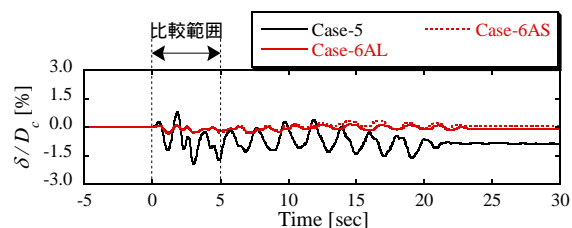


(b) S (剛性比 : 0.7)

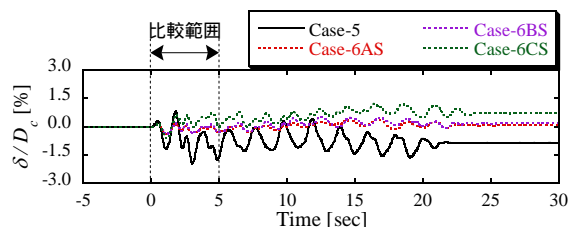
図3-50 地表面の加速度時刻歴



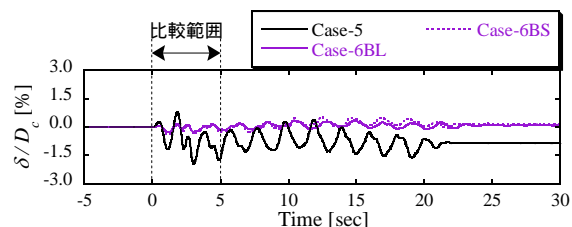
(a) L (剛性比 : 2.0)



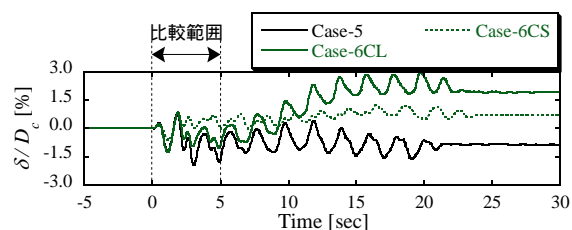
(c) Type-A (剛結合)



(b) S (剛性比 : 0.7)



(d) Type-B (半固定構造)



(e) Type-C (頂版なし)

図3-51 ケーソン基礎天端の水平変位時刻歴

80 %となった。また、剛性比で比較すると、剛性比が大きいほど高い抑振効果を示す傾向が認められた。一方で、頂版なしでは剛結や半固定構造と比べて抑振効果が小さかった。

前節で5秒以降の各ケース間の比較は一概に行えないと述べたが、参考までに残留変位について比較する。表3-14より、剛結および半固定構造の残留変位はケーソン基礎の残留変位の1/10以下とかなり抑制されている。一方で、

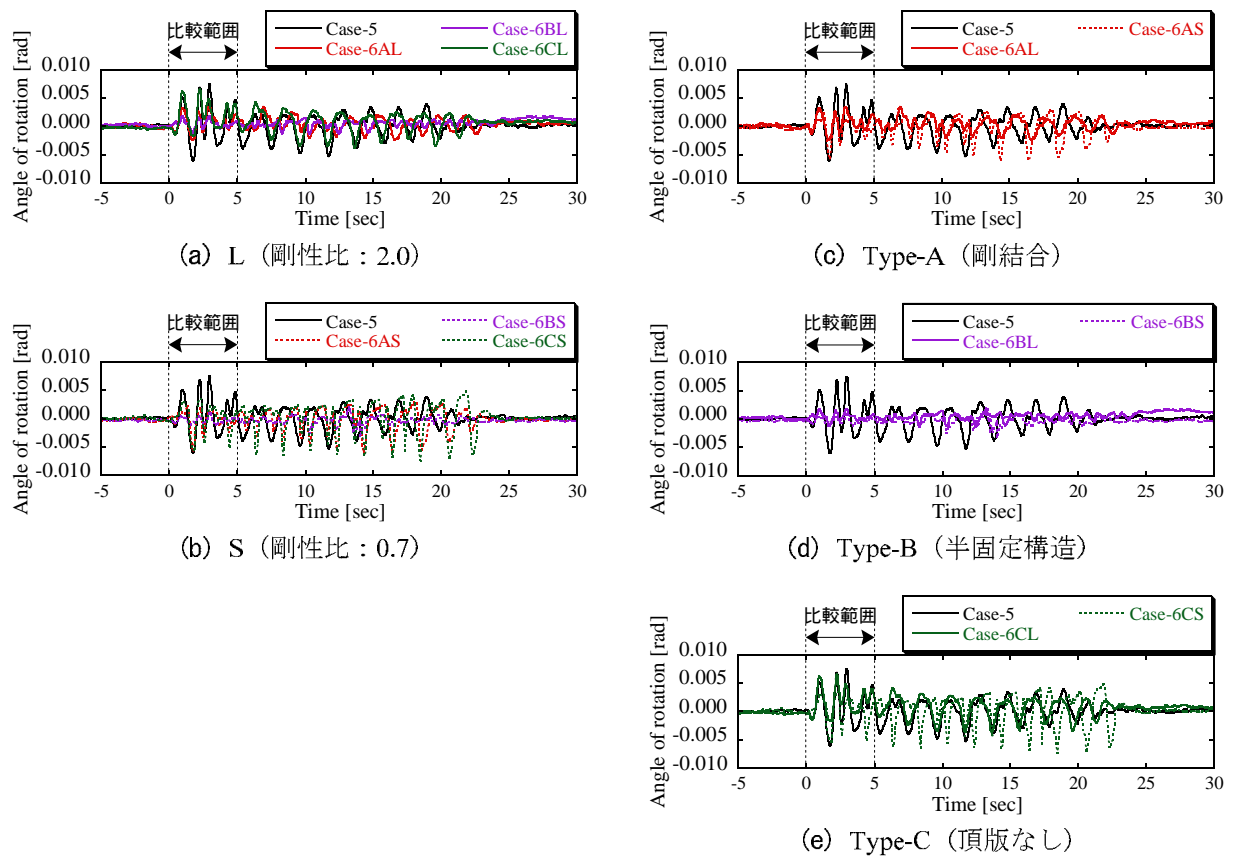


図3-52 ケーソン基礎天端の回転角時刻歴

表3-14 最大加速度（基礎天端，地表面），最大水平変位，最大回転角，残留変位の比較

		ケーソン	補強基礎					
			剛結		半固定		頂版なし	
実験ケース		5	6AL	6AS	6BL	6BS	6CL	6CS
剛性比			2.0	0.7	2.0	0.7	2.0	0.7
最大 加速度	SA	6.2 m/s ²	5.1 m/s ²	6.1 m/s ²	5.4 m/s ²	6.6 m/s ²	6.0 m/s ²	6.4 m/s ²
	G1	3.3 m/s ²	3.1 m/s ²	3.3 m/s ²	2.8 m/s ²	3.1 m/s ²	3.6 m/s ²	3.1 m/s ²
最大水平変位		1.94 % <i>D_c</i>	0.29 % <i>D_c</i> [85 %]	0.37 % <i>D_c</i> [81 %]	0.27 % <i>D_c</i> [86 %]	0.38 % <i>D_c</i> [80 %]	1.24 % <i>D_c</i> [36 %]	0.62 % <i>D_c</i> [68 %]
最大回転角		0.008 rad	0.004 rad [53 %]	0.006 rad [23 %]	0.002 rad [76 %]	0.001 rad [85 %]	0.007 rad [13 %]	0.006 rad [21 %]
残留変位		-0.86 % <i>D_c</i>	-0.06 % <i>D_c</i>	0.07 % <i>D_c</i>	0.10 % <i>D_c</i>	0.17 % <i>D_c</i>	1.90 % <i>D_c</i>	0.70 % <i>D_c</i>

[]内は水平変位抑制効果，回転角抑制効果を表す

頂版なしではケーソン基礎の残留変位と同程度かそれ以上の大きな値を示した。

以上から，頂版を設けることで，動的水平載荷荷重に対する最大水平変位および残留変位を大幅に抑制することができ，剛性比が大きいほど水平変位の抑制効果が高い。頂版を設けないと補強前のケーソン基礎よりも大きな残留変位が発生する可能性がある。

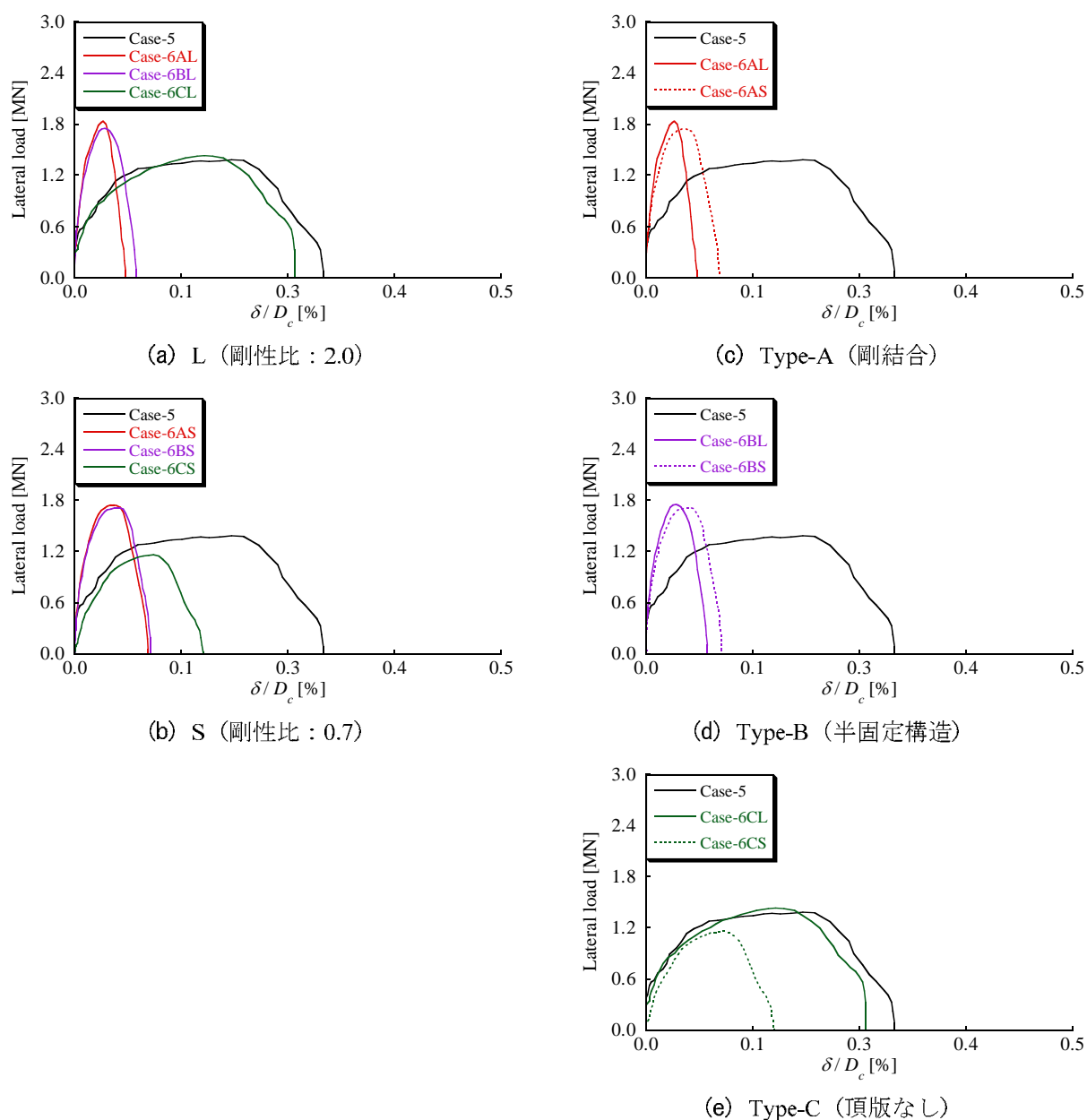


図3-53 基礎天端慣性力～水平変位関係

図 3-52 に示した基礎天端での回転角時刻歴を頂版の結合構造の違いにより比較すると、水平変位の抑制効果と同様に、剛結および半固定構造で大きな回転角の抑制効果が現われる。しかし、水平変位の抑制効果とは異なり、半固定構造の方がより回転角の抑制効果が若干大きく、剛性比の影響に関する明確な傾向は見る事ができなかった。また、頂版なしにおける回転角の抑制効果は、総じて頂版を設けた場合よりも小さい。

(3) 基礎天端慣性力～水平変位関係

図 3-53 に示した加振直後の曲線の立ち上がりに注目した基礎天端慣性力～水平変位関係より、剛結と半固定構造とでほとんど差異が現われていない。この結果から、剛結と半固定構造の初期剛性は同等であると考えられる。しかし、半固定構造では写真 3-7 に示すように、加振により頂版にクラックが発生し、残留変位も剛結よりも大きくなる。加振直後では、剛性比が大きいほど水平変位が抑制される傾向が顕著に見られる。

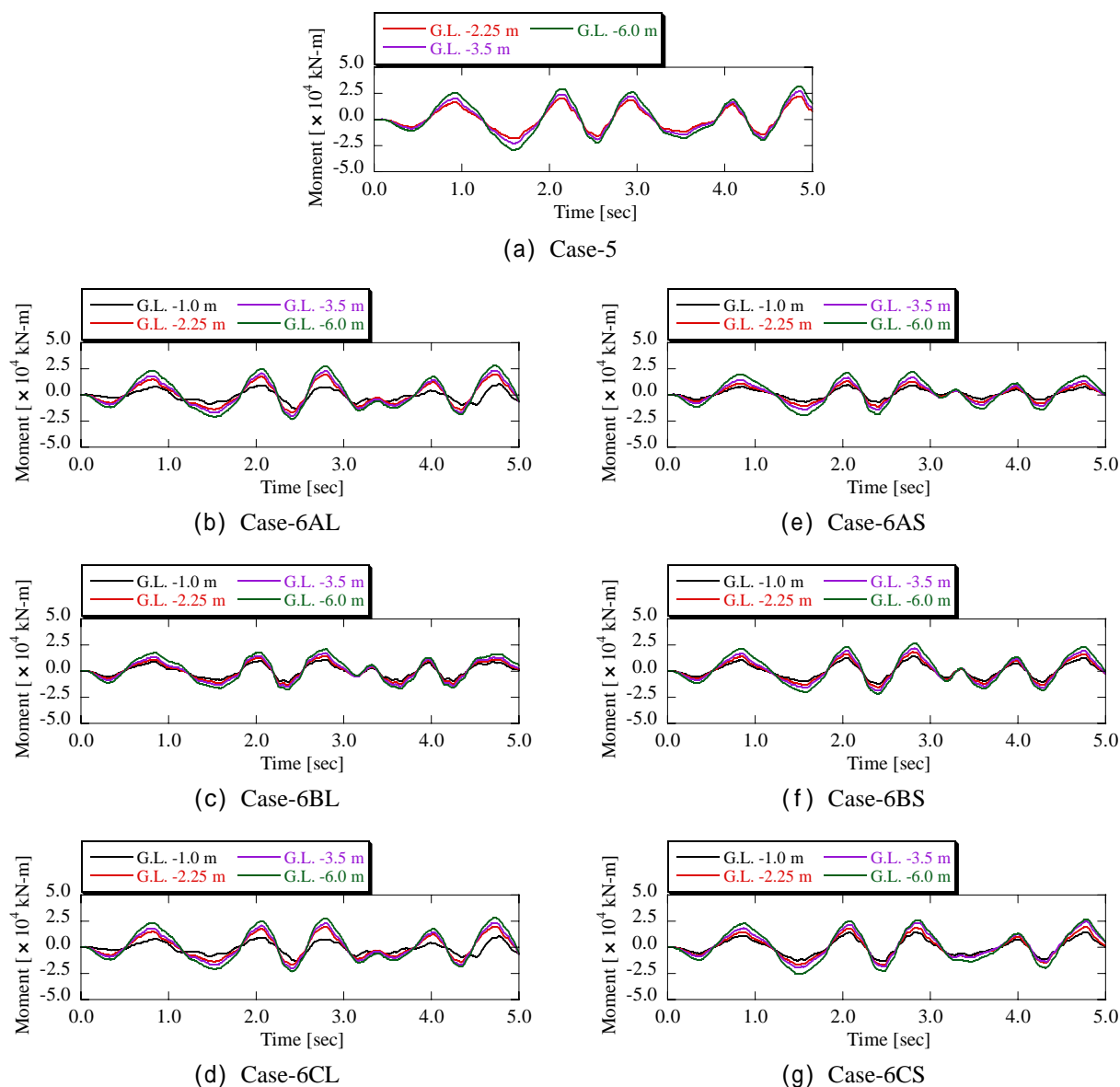


図3-54 ケーソン躯体の曲げモーメントの加速度時刻歴

以上から、加振直後の水平変位および回転角を大幅に抑制できるという点で、半固定構造は大変に有効である。ただし、クラック発生後の耐震性および被害調査、診断手法について詳細に検討する必要がある。また、頂版を設けた剛結と半固定構造において、剛性比が大きいほど加振直後の水平変位が抑制される傾向にある。

(4) 曲げモーメント分布およびひずみ分布

a) ケーソン基礎

図 3-54 に示したケーソン躯体に発生する曲げモーメントの時刻歴から、鋼管矢板基礎を増設することで曲げモーメントの時刻歴でも位相差が生じていることが確認でき、その振幅も抑制されている傾向がわかる。図 3-55 に示す最大曲げモーメント深度分布から、いずれの実験ケースにおいても曲げモーメントの抑制効果が明確に確認で

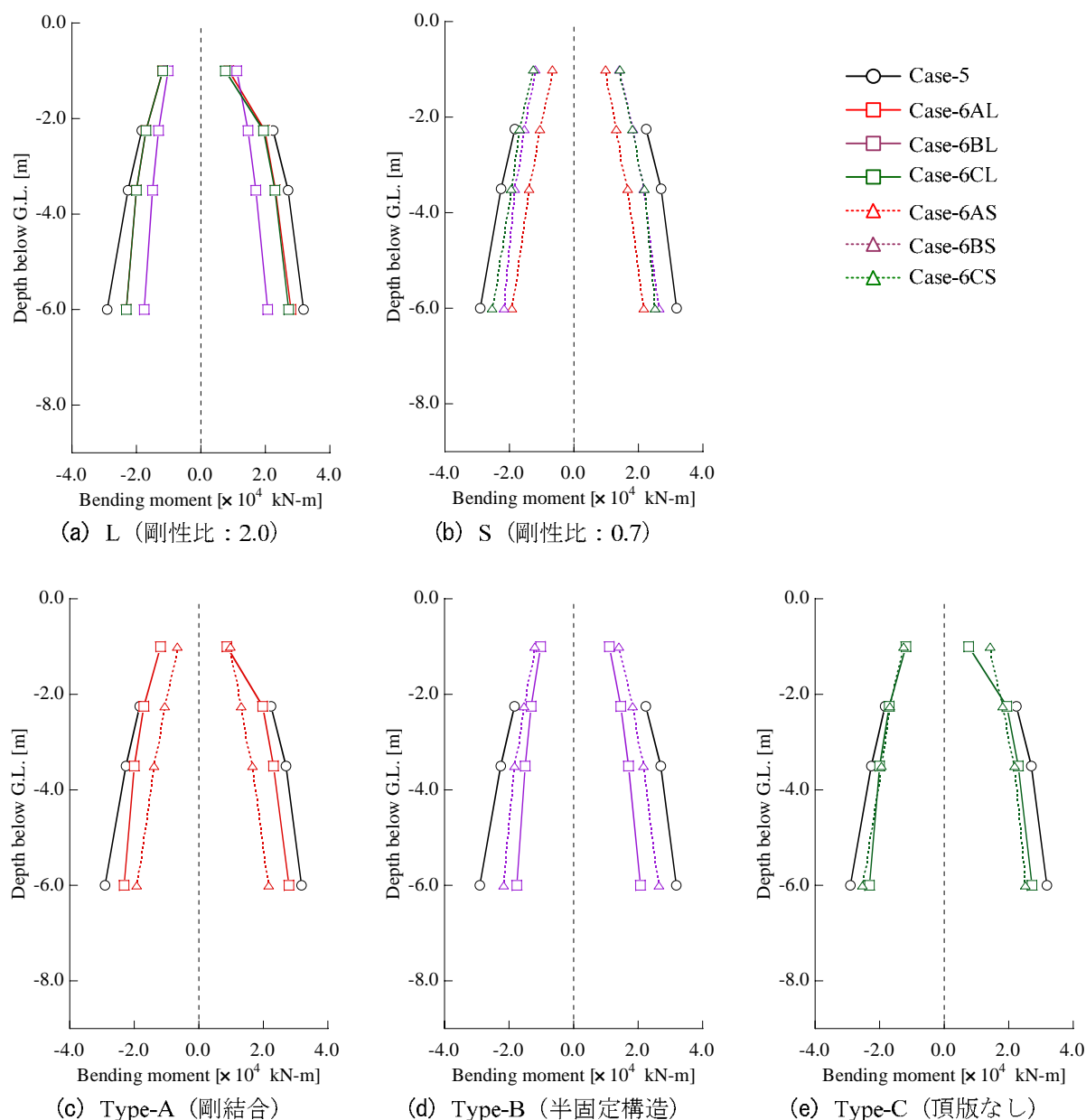


図3-55 ケーソン躯体の最大曲げモーメント深度分布

き、頂版の結合構造が簡便になるほど、抑制効果は小さくなる傾向にある。また、曲げモーメントの分布形状は補強前と大きく変わらず、基礎下端に近づくとともに曲げモーメントの値は増加する傾向にある。これは、基礎下端を底板に剛結したことで、基礎が片持ち梁のように振動しているためである。

b) 鋼管矢板基礎

図 3-56 にケーソン躯体に正の最大曲げモーメントが発生した時の鋼管矢板基礎におけるひずみの深度分布を示す。ただし、ケーソン基礎に生じる曲げモーメントが正となる変位方向に対し、前方に位置する鋼管矢板を前方鋼管矢板、その逆を後方鋼管矢板と呼ぶことにする。

剛結の前方鋼管矢板では、剛性比によらず頂版直下の $GL. = -1.0 \text{ m}$ 、 $GL. = -2.25 \text{ m}$ が正の値となっている。これは、基礎天端の変位により前方鋼管矢板の前方に位置する地盤の反力が大きく作用しているためと考えられる。また、後方鋼管矢板と前方鋼管矢板の対称なひずみ分布形状は、剛結では鋼管矢板とケーソンが一体となって挙動し

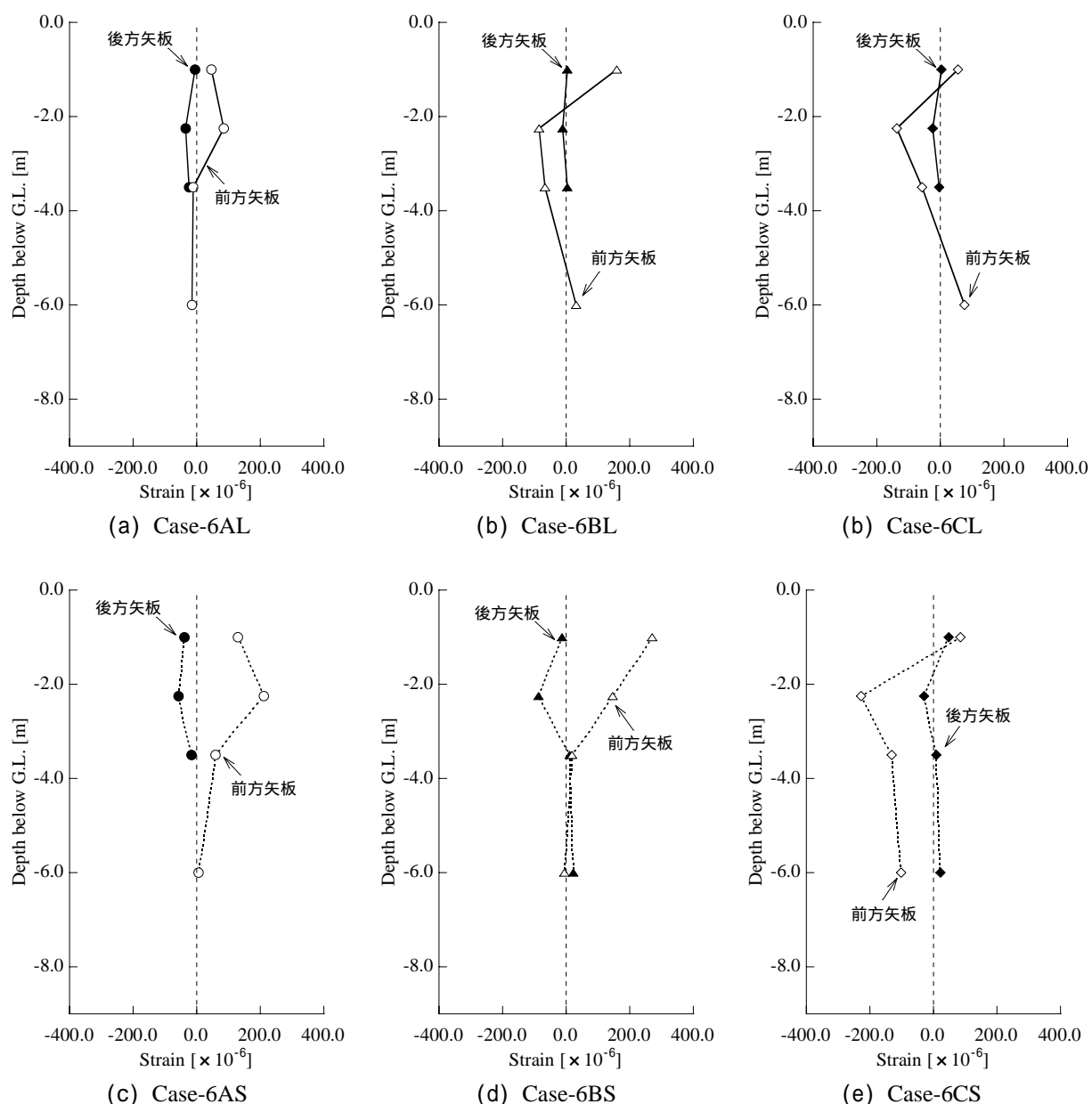
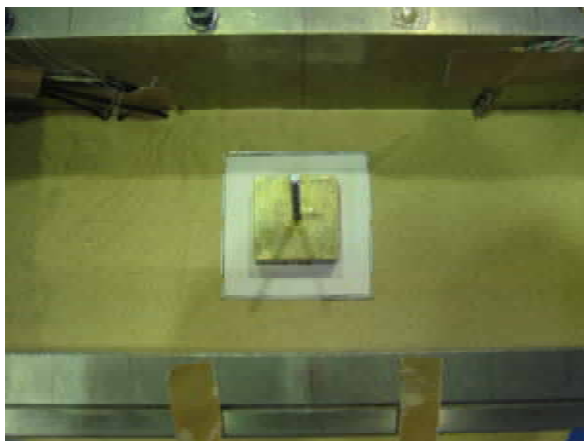


図3-56 ケーソン躯体に最大曲げモーメント発生時における鋼管矢板のひずみ深度分布

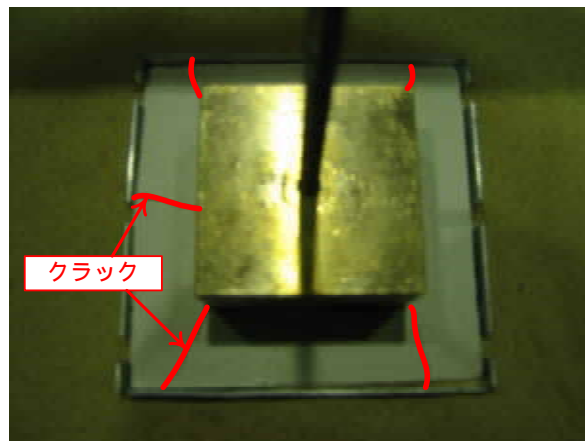
表3-15 基礎～地盤系の固有振動数の比較

	ケーソン	補強基礎					
		剛結		半固定		頂版なし	
実験ケース	5	6AL	6AS	6BL	6BS	6CL	6CS
剛性比		2.0	0.7	2.0	0.7	2.0	0.7
固有振動数	2.5 Hz	3.7～6.3 Hz	4.2～4.7 Hz	2.3～6.5 Hz	3.2～4.8 Hz	3.4～6.5 Hz	3.5～4.3 Hz

ていることを表している．しかし，後方鋼管矢板は前方鋼管矢板よりもひずみ量小さい．これは，基礎前面の地盤反力と比較して，後方鋼管矢板に作用する地盤反力が小さいことに原因がある．また，鋼管矢板とケーソンがー



(a) 加振前



(b) 加振後

写真3-7 半固定頂版の実験前後の比較

体となって挙動することは、基礎前面の地盤反力の増加による水平変位の抑制のみならず、鋼管矢板基礎の先端押込みおよび鋼管矢板周辺の摩擦抵抗による回転挙動への抵抗も大きい。また、剛性比が小さな S の方でより大きなひずみが鋼管矢板に発生していることも確認できる。

次に、半固定構造では、いずれのケースも頂版直下の $GL. = -1.0 \text{ m}$ で正の最大値を記録している。これは、半固定状態の頂版では押す力は伝達できるが引っ張る力を伝達させることはできないため、前方鋼管矢板に水平力が局所的に作用したためと考えられる。剛性比が小さな S の方で大きなひずみが発生する傾向も見られる。さらに、後方鋼管矢板のひずみが前方鋼管矢板に比べ極めて小さく対称分布にならないのは、後方鋼管矢板は前方鋼管矢板に追従して変位することと、ケーソンと後方鋼管矢板との間に位置する地盤の反力がケーソン基礎の変形に伴い小さくなったことが原因として考えられる。

頂版なしでは、頂版を設けず地盤を介して水平力を伝達する機構であるため、自由端に近い $GL. = -1.0 \text{ m}$ と $GL. = -6.0 \text{ m}$ でひずみが小さい値となっているが、 $GL. = -2.25 \text{ m}$ 、 $GL. = -3.5 \text{ m}$ では大きな地盤反力を受け、負のひずみが発生している。一方、後方に位置する鋼管矢板のひずみはほとんど発生していない。これは先に述べた理由と同じと考えられる。

3.6.5 鋼管矢板基礎の配列による影響

第2章に示した鋼管矢板基礎増設工法の施工事例では、橋軸方向と橋軸直角方向での載荷条件の違いにより、基礎の耐力が橋軸もしくは橋軸直角のどちらか1方向のみで不足する場合もある。その場合、鋼管矢板を全周に渡り打設するよりも、図 3-34 に示すような壁体として用いることで、水平支持力増加が必要とされる方向のみを補強する方がより経済的となる可能性もある。

そこで、本項では壁式の鋼管矢板基礎に対して、上述の実験と同様の手順で動的遠心模型実験を実施し、鋼管矢板壁基礎増設工法の適用性を検証した。以下では、壁式の補強基礎を Type-D と呼ぶ。鋼管矢板壁基礎の材質には真鍮を用いた。

図 3-57 に基礎天端の加速度時刻歴、図 3-58 に水平変位時刻歴、図 3-59 に基礎天端の回転角時刻歴、図 3-60 に基礎天端慣性力～水平変位関係を示す。また、最大加速度、最大水平変位、最大回転角、残留変位を表 3-16 にまとめる。図 3-61 にケーソン躯体の最大曲げモーメント分布、図 3-62 にケーソン躯体に正の最大曲げモーメント発

生時の鋼管矢板基礎の最大ひずみ分布を示す．上記の図では，比較のために Case-5（ケーソン）および Case-6AL の結果も併記している．

図 3-57 および表 3-16 より，Case-6D の応答加速度の最大値は Case-6AL はもとより Case-5 の最大応答加速度も上回った．しかし，応答加速度波形はおおよそ Case-5 に一致する．以上から，壁式の鋼管矢板増設による基礎の剛性の上昇はあまり期待できない．図 3-58 および表 3-16 より，Case-6D の最大水平変位は $1.50\% D_c$ であり，水平変位抑制効果は 23 % と Case-6AL などと比べると極めて小さい．ゆえに，水平変位の抑制効果もあまり期待できない．また，残留変位も剛結および半固定構造と比べて随分と大きな値を示した．

図 3-59 および表 3-16 より，Case-6D の回転角抑制効果は 45 % と大きな抑制効果が見られる．図 3-60 に示す基礎天端慣性力～水平変位関係から，初期勾配は Case-5 とほぼ同等のループ形状を描く．その後は，Case-6D の方がやや大きな水平変位を示した．

図 3-61 に示すケーソン躯体に生じる最大曲げモーメント分布から，曲げモーメントの抑制効果は他のケースと比較して同程度に高い．図 3-62 に示すケーソン躯体に正の最大曲げモーメントを示した時と同時刻における鋼管矢板基礎の最大ひずみ分布から，載荷方向に対し前方に位置する鋼管矢板では Case-6AL の結果と比較して，深度-1.0 m ～ -3.5 m において大きなひずみが発生していることがわかる．すなわち，前方鋼管矢板の頂版との結合部付近に局所的に大きな荷重が作用していると判断できる．一方で，後方鋼管矢板では大きなひずみが発生することはなかった．これは，これまでの実験ケースと同様に鋼管矢板とケーソン躯体の間にある地盤からの反力が後方鋼管矢板にあまり作用していないためと考えられる．

以上の壁式補強基礎に対する実験結果より明らかになった点を以下にまとめる．

加振直後からケーソン基礎天端の応答加速度および水平変位の抑制効果が確認できず，最大水平変位も補強前のケーソン基礎とさほど変わらない．

回転角およびケーソン躯体の曲げモーメントの抑制効果は高い．

水平荷重に対し，前方鋼管矢板は頂版接合部直下に大きな曲げひずみを生じる．

後方鋼管矢板とケーソン躯体との内部にある地盤による反力が，後方鋼管矢板にはそれほど作用しない．

側面鋼管矢板の影響が非常に大きく，井筒式と壁式の補強効果の差異（特に水平変位の抑制効果）が顕著に現われる．しかしながら，鋼管矢板を支持層まで根入れさせた状態であれば，補強効果の上昇を見込める可能性はある．

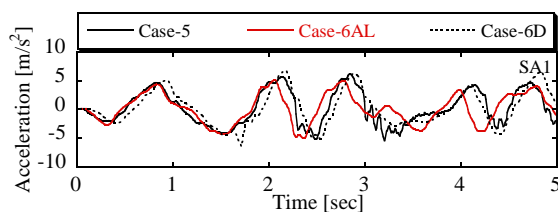


図3-57 基礎天端の加速度時刻歴

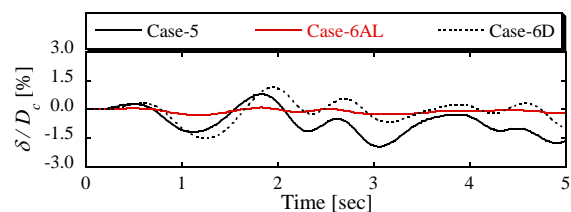


図3-58 基礎天端の水平変位時刻歴

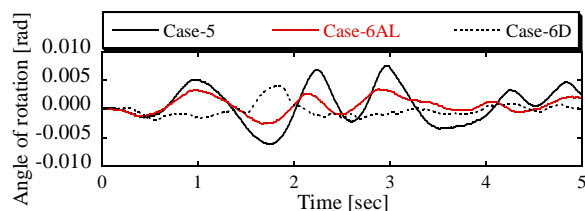


図3-59 基礎天端の回転角時刻歴

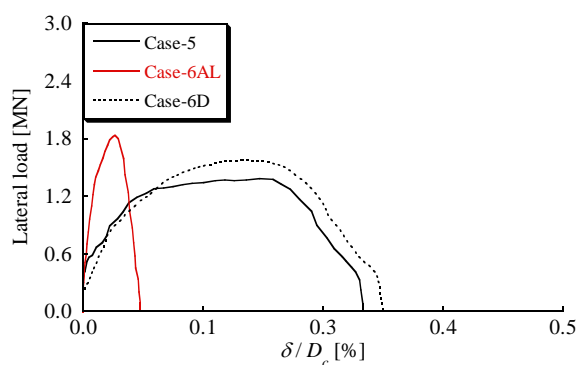


図3-60 基礎天端慣性力～水平変位関係

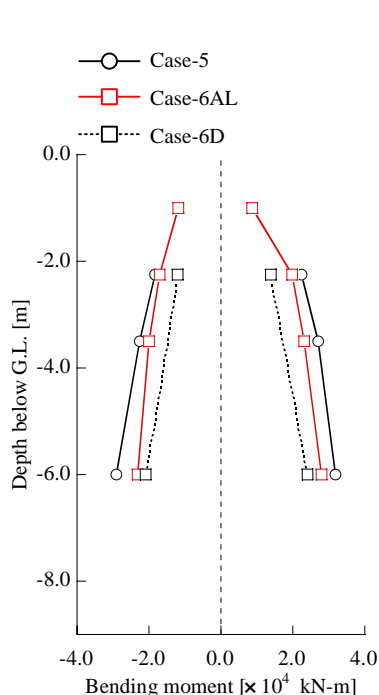


図3-61 ケーソン躯体の最大曲げモーメント深度分布

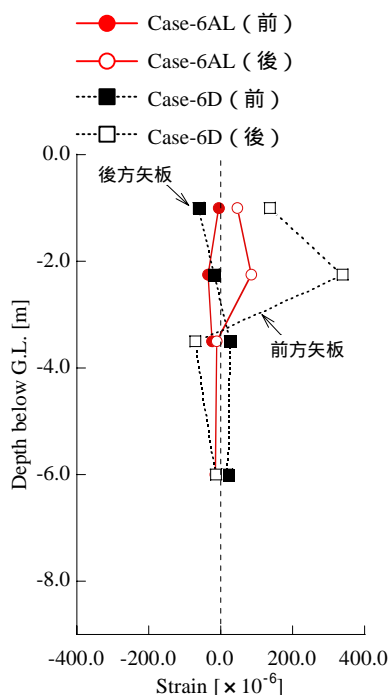


図3-62 ケーソン躯体に最大曲げモーメント発生時の鋼管矢板のひずみ深度分布

3.6.6 動的水平載荷実験結果のまとめ

本節では、鋼管矢板基礎増設工法の動的水平荷重に対する補強効果および荷重伝達機構の差異について遠心模型実験で検証した。実験で検証したパラメータは、静的実験と同様、剛性比（鋼管矢板基礎／ケーソン）および頂版の結合構造であり、静的実験と異なる実験条件は、ケーソン基礎および鋼管矢板基礎の固定条件、模型地盤の相対密度、ならびに荷重条件（静的実験：水平荷重＋曲げモーメント、動的実験：水平荷重）になる。動的水平載荷実験について総括すると以下ようになる。

頂版を適切に設置し、増設した鋼管矢板へ荷重を伝達させることができれば、大きな水平変位抑制効果、回転角抑制効果、ならびにケーソン躯体の曲げモーメント抑制効果が得られる。また、補強基礎の固有振動数は補強前と比べ増加する傾向にあり、鋼管矢板基礎を増設することで動的振動特性が変化する。ただし、頂版の結合構造の簡便化を目的とした頂版を捨てコンで間詰めした構造では、加振とともにクラックが発生し、剛結した場合よりも残留変位が大きくなる傾向がある。

表3-16 最大加速度（基礎天端，地表面），
最大水平変位，最大回転角，残留変位の比較

	ケーソン	補強基礎	
		井筒式／剛結	壁式
実験ケース	5	6AL	6D
基礎天端の 最大加速度	6.2 m/s ²	5.1 m/s ²	6.7 m/s ²
最大水平変位	1.94 %D _c	0.29 %D _c [85 %]	1.50 %D _c [23 %]
最大回転角	0.008 rad	0.004 rad [53 %]	0.004 rad [45 %]
残留変位	-0.86 %D _c	-0.06 %D _c	0.47 %D _c

[]内は水平変位抑制効果，回転角抑制効果を表す

一方，頂版を設けない場合には大きな補強効果が得られず，残留変位に関しては補強前よりも大きくなる可能性がある．

剛性比の違いによる影響は，水平変位抑制効果，回転角抑制効果，残留変位でも確認でき，剛性比の大きい方で抑制効果が高く，残留変位も小さい傾向にあり，鋼管矢板基礎に発生するひずみ量にも剛性比の小さい方で大きなひずみが発生するといった影響がある．特にその影響が顕著なケースは，剛結した場合と半固定構造の場合の頂版を設けた場合である．

壁式鋼管矢板の増設による効果は，回転角およびケーソン躯体の曲げモーメントの抑制に限られ，井筒式と比較して補強効果は小さい．これらの結果から，壁式では基礎前面載荷幅の増加による地盤反力の増加と鋼管矢板自身の曲げ抵抗により効果を発揮するものと考えられるが，井筒式では側方に位置する鋼管矢板の曲げ抵抗が非常に大きいため，鋼管矢板の変形が抑制される．そのため，側壁のない壁式では井筒式と比較して大きな変形が現れる．存在が前面鋼管矢板と後方鋼管矢板の増設による効果を一層高めていると推察できる．また，鋼管矢板を支持層まで根入れさせれば多少の補強効果の増加が期待できることから，壁式の場合には支持層までの根入れを必須条件とすべきである．

3.7 まとめ

本章では，鋼管矢板基礎増設により補強されたケーソン基礎の補強効果ならびに鋼管矢板基礎への荷重伝達機構を解明するために，遠心模型実験を実施した．遠心模型実験では，静的水平荷重を載荷した静的実験と動的水平荷重を載荷した動的実験の二種類を実施し，それぞれの支持力特性の差異について検証した．着目したパラメータは，ケーソンと鋼管矢板基礎の剛性比（鋼管矢板基礎の曲げ剛性／ケーソンの曲げ剛性），施工性の向上および経済的な施工法の模索を目的にした頂版の結合構造，ならびに種々の地盤で施工されることを想定した支持層の剛性であり，それぞれの影響因子がもたらす支持力特性への影響を検討した．以下に，本実験で得られた知見をまとめる．

ケーソン基礎と鋼管矢板基礎をつなげる頂版を設けることで，荷重が直接鋼管矢板基礎へと伝達されることから，大きな補強効果を発揮する．ただし，頂版の結合構造の簡便化を目的とした頂版を捨てコンで間詰めした構造では，加振とともにクラックが発生し，剛結した場合よりも残留変位が大きくなる傾向があり，クラック発生後の耐震性の照査ならびに頂版補修技術に関する検討が必要となる．

逆に、頂版を設けないと補強効果は小さく、動的荷重載荷時には補強前よりも大きな残留変位を発生する可能性もあるため、頂版を設けない補強方法の導入は避けるべきである。

剛性比の違いによる影響は、水平支持力増加、水平変位抑制効果、回転角抑制効果、残留変位の点で確認でき、剛性比の大きい方で抑制効果が高く、残留変位も小さい傾向にある。また、鋼管矢板基礎に発生する曲げモーメント（ひずみ量）にも剛性比の小さい方で大きなひずみが発生するといった影響がある。特にその影響が顕著なケースは、剛結した場合と半固定構造の場合の頂版を設けた場合である。これらの結果から、鋼管矢板基礎増設工法の補強構造を決定する上で、剛性比はひとつの重要な設計パラメータとすべきと判断する。

鋼管矢板基礎を増設し頂版を介してケーソンと結合させると、補強基礎の固有振動数は補強前と比べ増加する。すなわち、鋼管矢板基礎の増設は動的振動特性に影響を与えることになり、必要に応じて動的解析を用いた橋梁全体系の耐震性能を評価することが求められる。

支持層の剛性の違いにより鋼管矢板基礎の水平荷重分担への影響が確認されることから、地盤条件による補強効果や荷重伝達機構への影響は大きいと考えられる。ゆえに、支持層の剛性のみならず、各種地盤条件が補強効果ならびに水平荷重の荷重分担に与える影響の検証を実施する必要がある。

鋼管矢板基礎への荷重伝達機構は、頂版の結合構造により大きく異なる。剛結した場合には、鋼管矢板基礎へ鉛直荷重、水平荷重、曲げモーメントが作用し、鋼管矢板の周面摩擦力および先端支持力による回転挙動への抵抗、前面載荷幅の増加に伴う基礎前面の地盤反力増加、ならびに鋼管矢板基礎自身の曲げ抵抗により補強効果を発現すると考えられる。半固定構造では、鋼管矢板基礎へ伝達される荷重は水平荷重のみで、前面載荷幅の増加に伴う基礎前面の地盤反力増加および鋼管矢板基礎自身の曲げ抵抗により補強効果が発現すると考えられる。頂版を設けないと、基礎内部地盤が変形することで鋼管矢板基礎を変形させ、鋼管矢板の変形により鋼管矢板外部の地盤反力を得ることで補強効果が発現すると考えられるが、頂版を設ける場合よりも効果の発現に時間を要し、得られる効果も小さくなる。

壁式鋼管矢板の増設による効果は、回転角およびケーソン躯体の曲げモーメントの抑制に限られ、井筒式と比較して補強効果は小さい。壁式では基礎前面載荷幅の増加による地盤反力の増加と鋼管矢板自身の曲げ抵抗により効果を発現するものと考えられるが、井筒式では側方に位置する鋼管矢板の存在が前面鋼管矢板と後方鋼管矢板の増設による効果を一層高めていると考えられる。

以上の結論は、基礎のモデル化、例えば鋼管矢板の継手のモデル化などのいくつかの制約条件の下で実施された模型実験であり、一般的な条件下での補強効果を定量的に把握できたわけではない。そこで、次章では、実験条件を適切にモデル化して三次元弾塑性有限要素解析により実験結果を適切に表現可能であることを確認した後に、それらの解析結果から基礎および周辺地盤の変形の様子、応力状態などを詳細に検証することで、遠心模型実験の結果から推察した補強効果発現メカニズムを実証する。さらに、同様の解析手法を用いて、実現場を対象とした解析を実施し、実構造物レベルでの鋼管矢板基礎増設工法による補強効果および補強効果発現メカニズムを検証し、現場適用性を検証する。

第4章 三次元弾塑性有限要素解析による鋼管矢板基礎増設工法の適用性の検証

4.1 概説

第3章では遠心模型実験により、各補強基礎における水平支持力増加、回転角の抑制効果、鋼管矢板基礎の水平荷重分担率などの基本的な補強効果、荷重伝達機構、ならびに変形特性を検討した。その結果、頂版の結合構造、ケーソンと鋼管矢板基礎の剛性比が補強効果、荷重伝達機構に大きく影響することを確認した。しかしながら、実験における基礎のモデル化には限界があるため、補強基礎の力学挙動を定量的に把握するまでは至っていない。また、地盤変形に伴う応力変化、あるいは鋼管矢板やケーソンの断面力は遠心模型実験の結果では十分に把握できない。そのため、何らかの数学モデルを用いて実験結果を評価する必要がある。

本章では、三次元弾塑性有限要素解析コード DGPILE-3D^{40)~42)}を用いて、地盤～基礎～上部工を一体とした三次元解析を行った。本解析手法を用いて得られた解析結果と第3章で示した静的水平載荷実験結果を比較することで、解析手法の妥当性を検証すると同時に、鋼管矢板の断面力や基礎内外の地盤の応力変化から補強効果発現メカニズムを詳細に検証した。

続いて、実験のシミュレーションによりその妥当性を確認した解析手法を用いて、実大基礎レベルにおける鋼管矢板基礎増設工法の適用性を検証した。これらの解析結果により、鋼管矢板基礎増設工法の現場適用性を実証するとともに、本検討事例における最適な補強構造を提案した。

本章の構成は以下のとおりである。4.2 で三次元弾塑性有限要素解析コード DGPILE-3D の概要を説明する。4.3 で遠心模型実験を対象とした数値解析の解析条件およびその結果を示し、実験結果との比較から数値解析手法の妥当性を検証する。また、実験結果より推察した補強効果発現メカニズムの仮説を実証する。4.4 で鋼管矢板基礎増設工法の適用が検討されている実大ケーソン基礎の事例に対し、解析条件から解析結果までを示すとともに、本検討事例の最適な補強構造を提案する。

4.2 三次元弾塑性有限要素解析 (DGPILE-3D) の概要^{40)~42)}

Kimura and Zhang により開発された三次元弾塑性有限要素解析コード DGPILE-3D は、杭の軸力変動を考慮した単杭および群杭の水平載荷の計算のみならず、地震時の繰り返し荷重下でのせん断変形特性をシミュレート可能な解析コードである。その主な特徴は以下のとおりである。

- 上部工と下部工の一体系静的解析（一方向載荷、繰り返し載荷）

- 上部工と下部工の一体系動的解析

- 複雑な地盤の構成則の導入が可能

- 動的挙動下において、軸力変動による杭体の剛性変化を適切にモデル化可能

- 水平荷重下における群杭の挙動と、杭間の地盤と杭の相互作用を実杭の断面形状を考慮することで、正しく取り扱うことが可能

4.3 静的水平載荷実験のシミュレーション

4.3.1 模型基礎，模型地盤のモデル化

3.3～3.4 で実施した静的水平載荷実験における模型基礎および模型地盤に関するモデル化について説明する．

(1) ケーソン基礎および鋼管矢板基礎のモデル化

a) ケーソン

実験の結果からケーソン躯体は降伏応力を超えない範囲で鉛直載荷(上部工死荷重),水平載荷されるため,その材料の構成式には弾性の応力～ひずみ関係を用いれば十分である．本解析で使用した模型ケーソンの諸元は表 3-6(c)に示している．

b) 鋼管矢板と橋脚

模型鋼管矢板の諸元は表 3-6(a), (b)に示すとおりである．本解析では模型鋼管矢板を図 4-1 に示すようにモデル化する．つまり,鋼管矢板本管は梁要素で,継手部は梁要素を構成する各節点に x, y, z 三方向にばね要素を取り付けることでモデル化する．

道路橋示方書・同解説 下部構造編⁶⁾では,鋼管矢板本管の曲げモーメント～曲率関係は全塑性モーメントを上限值とするバイリニア型で表現されるため,本解析においてもバイリニアモデルにより鋼管矢板本管の非線形特性をモデル化した．本解析で使用した鋼管矢板の曲げモーメント～曲率関係を図 4-2 に示す．

鋼管矢板の継手部の鉛直方向のせん断ずれ(z 方向)はバイリニア型のばねによりモデル化する．本解析で使用したバイリニア型ばねの初期剛性,全塑性せん断耐力には継手に対する押抜きせん断試験の結果(図 3-6, 表 3-6(b)参照)を用いる．本解析で使用したバイリニア型ばねのせん断耐力と鉛直方向変位の関係を図 4-3 に示す．また, x, y 方向には継手部の圧縮に対する抵抗を模擬するために弾性ばねでモデル化している．そのばね剛性は真鍮の弾性係数をもとに算出される．

上記手法により鋼管矢板をモデル化した結果で,本解析では鋼管矢板の体積を考慮していない．

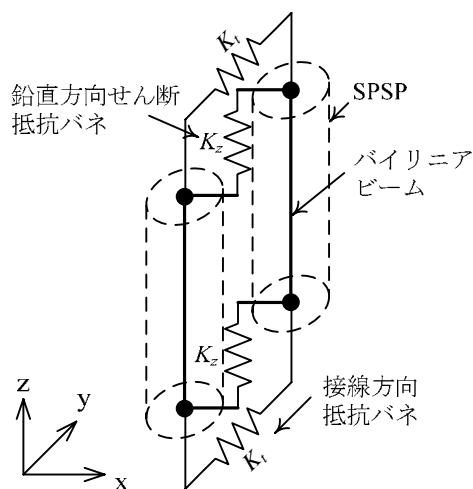


図4-1 鋼管矢板のモデル化

全塑性モーメント： $M_p = 2115$ [kN-m]
降伏モーメント： $M_y = 1383$ [kN-m]
降伏点： Y

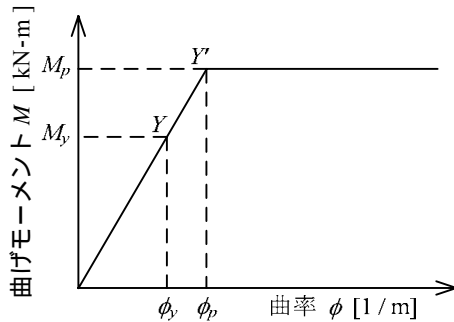


図4-2 鋼管矢板の曲げモーメント～曲率関係

せん断耐力： $q_u = 1.5$ [kN/m]
せん断剛性： $G = 8.0 \times 10^3$ [kN/m²]

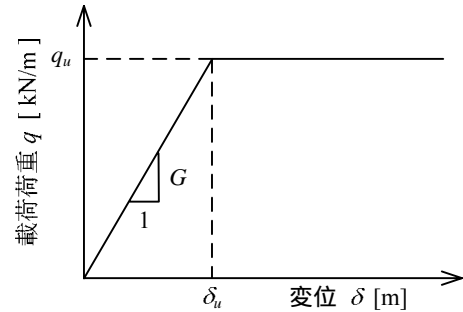


図4-3 鋼管矢板継手のせん断剛性

Top view

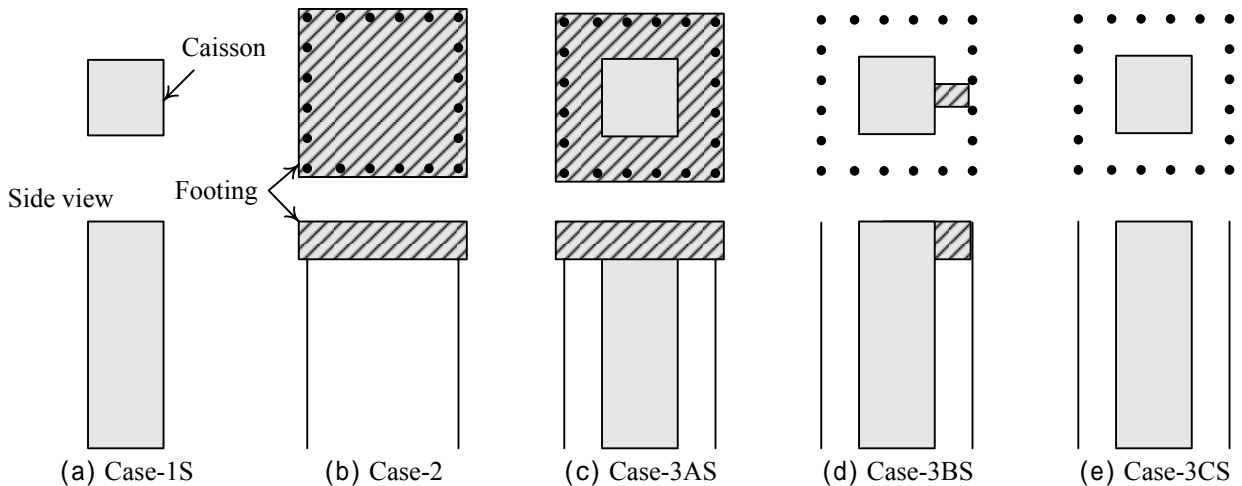


図4-4 頂版の結合状態のモデル化

そのため、梁要素は鋼管先端が支持地盤に点で接しており、先端位置で鋼管および鋼管内部の土が有限の面積で接していることを表現できていない課題は残されている。

また、本実験で用いた橋脚は鋼鉄製であり、弾性範囲内で挙動することが予測できるため、本解析では弾性ビーム要素として表現する（表 3-6(d)参照）。

c) 頂版およびその結合構造

頂版は、ケーソン躯体と同様に弾性材料とした。本模型実験の頂版は鋼鉄製であることから、弾性係数 E には 2.0×10^8 kN / m²、ポアソン比 ν には 0.29 を用いた。また、頂版の結合構造は図 4-4 に示すように、頂版部分と鋼管矢板をモデル化した梁要素、ならびに頂版部分とケーソンの節点を共有することで剛結をモデル化した。一方、半固定構造では遠心模型実験で使用したロードセルに当たる部分のみを弾性立方体要素として表現した。その他の要素については周辺地盤と同様の構成則を有する要素と設定した。頂版なしにおいても頂版部分に相当する要素は周辺地盤材料と同様の構成則を持つ要素と設定した。

(2) 模型地盤

a) 表層地盤

相対密度 90 %の豊浦珪砂で作製した本模型地盤の構成式に，等方硬化型の砂の構成式である *tij-sand model*⁴³⁾を用いた．本構成式の主な特徴は，砂の変形および強度特性に及ぼす中間主応力の影響や塑性流動方向の応力経路依存性など，三次元任意応力経路下にある砂の挙動を妥当に表現できる点にある．

tij-sand model で用いる土質パラメータは次の三種類に分類される．

α (応力比 ~ 塑性ひずみ増分比関係式の勾配)

R_f (破壊時主応力比), D_f (破壊時ダイレイタンス勾配)

C_t (圧縮係数), C_e (膨張係数), m

の α は，図 4-5 に示す応力比 ~ 塑性ひずみ増分比関係における勾配である． の R_f , D_f は，排水三軸圧縮試験結果を図 4-6 に示すように，主応力比 ~ 最大主ひずみ ε_1 ~ 体積ひずみ ε_v の関係で整理し，破壊（ピーク強度）時の実測値からそれぞれ求めることができる． の C_t , C_e , m は，等方圧縮載荷，除荷試験結果を図 4-7 に示すように，体積ひずみ ε_v ~ 平均主応力 p の関係において整理することにより決定できる．このように，*tij-sand model* の地盤定数は，すべて一連の等方圧縮載荷，除荷，再載荷した後の排水三軸圧縮試験によって求めることができる．本解析では， $e_{\max} = 0.892$, $e_{\min} = 0.580$ ，相対密度 80 %の豊浦珪砂に拘束圧 196 kPa で実施された三軸圧縮試験より決定した 表 4-1 に本解析で使用した地盤定数を示す．

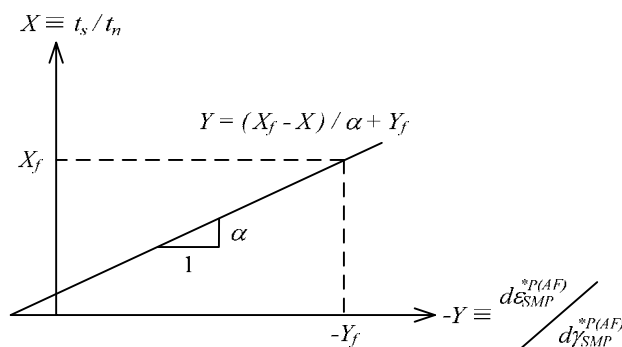


図4-5 応力比～塑性ひずみ増分比関係
(Zhang et al³²⁾より引用)

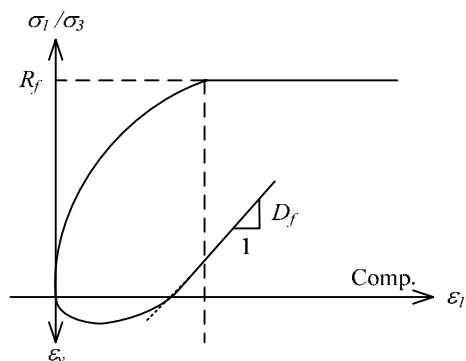
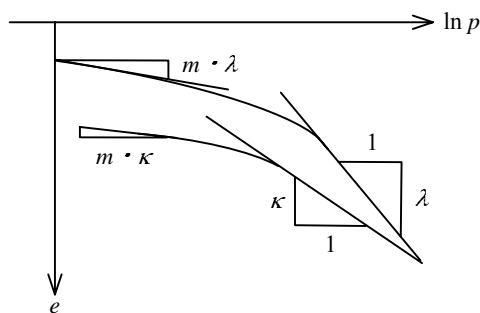
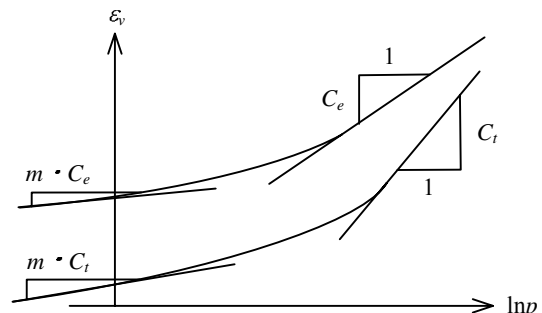


図4-6 応力比～塑性ひずみ増分比関係³²⁾



(a) 間隙比～平均主応力の関係



(b) 体積ひずみ～平均主応力の関係

図4-7 圧縮係数，膨張係数の定義³²⁾

表4-1 地盤パラメータ

	層厚 H	密度 ρ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	弾性係数 E	ポアソン比 ν	初期間隙比 e_0
	[m]	[m]	[m]	[kN / m ²]	[m ²]	-	-
表層	10.25	1.6	-	36.8	1.9×10^4	0.30	0.66
境界層	0.25	1.6	-	36.8	1.4×10^6	0.30	0.66
支持層	5.5	0.81	-	-	2.6×10^4	0.25	-
	破壊時主応 力比 R_f	圧縮係数 C_t	膨潤係数 C_e	t _{ij} -sand modelの土質パラメータ			
				α	D_f	m	
	-	-	-	-	-	-	
表層	4.0	0.0084	0.0060	0.85	-0.6	0.3	
境界層	4.0	0.00022	0.00014	0.85	-0.6	0.3	
支持層	-	-	-	-			

b) 支持層

鋼鉄，及び石膏で作製した支持層の構成式には，式(4-1) ～ (4-3) に示す弾性の応力～ひずみ関係を用いた．これはそれぞれの支持層が弾性範囲内で挙動することが実験結果より予測されるためである．表 4-1 に地盤定数を示す．

c) 基礎と支持層の境界面

本模型基礎は水平載荷されると水平変位を生じる．さらに水平力を受けると，模型基礎が回転挙動することが実験結果から推察される．模型基礎の節点と弾性体要素でモデル化した支持層の節点を共有する形で解析する場合，このような挙動を表現することは非常に困難である．そこで本研究では，模型基礎と支持層の間に境界層を便宜的に設け，この境界層により模型基礎の回転挙動を可能とした．境界層の地盤の構成式は表層地盤と同様，*t_{ij}-sand model* を用いた．この境界層の地盤定数は，表層地盤で用いるパラメータを基本とし，弾性係数が表層地盤と支持層の弾性係数の中間値となるように圧縮係数 C_t ，膨張係数 C_e を設定した．しかし，境界層の地盤定数は根拠のある値ではないため，その定数の決定はケーソン基礎（Case-1S）の実験結果とのマッチング解析により行った（表 4-1 参照）．

d) 初期応力

初期応力状態は，重力場かつ異方的であると仮定した．すなわち，鉛直土圧は土被り圧，水平土圧は土被り圧に静止土圧係数を乗じた値とし，静止土圧係数 K_0 は 0.5 と設定した．

4.3.2 解析の目的と解析ケース

本解析の第一の目的は，本解析手法がそれぞれの実験結果を適切に表現できるかを検討し，本解析手法が実構造物レベルにおける補強基礎の変形挙動予測に適用可能かを検討することにある．そのために，まず，実際の砂礫層に近い石膏製の支持層 B に対し実施したケーソン基礎（Case-1S，Case-1L）を実施する．これは前項に示したように境界層の土質パラメータを決定するマッチング解析の意味合いも兼ねる．続いて，同様の解析条件で鋼管矢板基礎（Case-2）を対象とした解析を実施し，実験結果との比較から模型基礎のモデル化を含めた本解析手法の妥当性を検討する．

上記の解析結果で本解析手法の妥当性を実証した後に、補強基礎 (Case-3) に対し解析を実施し、各タイプの補強基礎の補強効果ならびに補強効果発現メカニズムを評価する。遠心模型実験の結果から、各補強構造による補強効果発現メカニズムは大きく異なり、鋼管矢板基礎内部の地盤と鋼管矢板基礎周辺の地盤の挙動に大きな差異が生じていると考えられる。この地盤の応力変化、変形挙動を把握することならびに鋼管矢板の断面力の分布状況を把握することが第二の目的となる。解析対象とする実験ケースは表 3-7 に示した支持層 B に対して実施された解析ケースである。

4.3.3 解析条件

(1) 解析メッシュと境界条件

本解析で用いる有限要素メッシュを図 4-8 に示す。これは補強基礎模型をプロトタイプ換算し、構造物と载荷荷重の対称性を考慮して、その半断面領域をモデル化したものである。節点数は 8405、要素数は 7140 である。

境界条件は、底面の節点は全方向固定、側面はローラー支持とする。ビーム要素は鋼管矢板先端の z 軸まわりの回転のみ固定し、それ以外の方向を自由とした。また、鋼管矢板先端を除いたビーム要素各点で全方向に自由とした。

(2) 载荷条件

上部工の重心位置に 20 ステップで鉛直下方に上部工死荷重 25.0 MN を载荷させ、その後、基礎天端より 8.0 m 上方の点に 200 ステップで 8.0 MN 水平载荷させる。

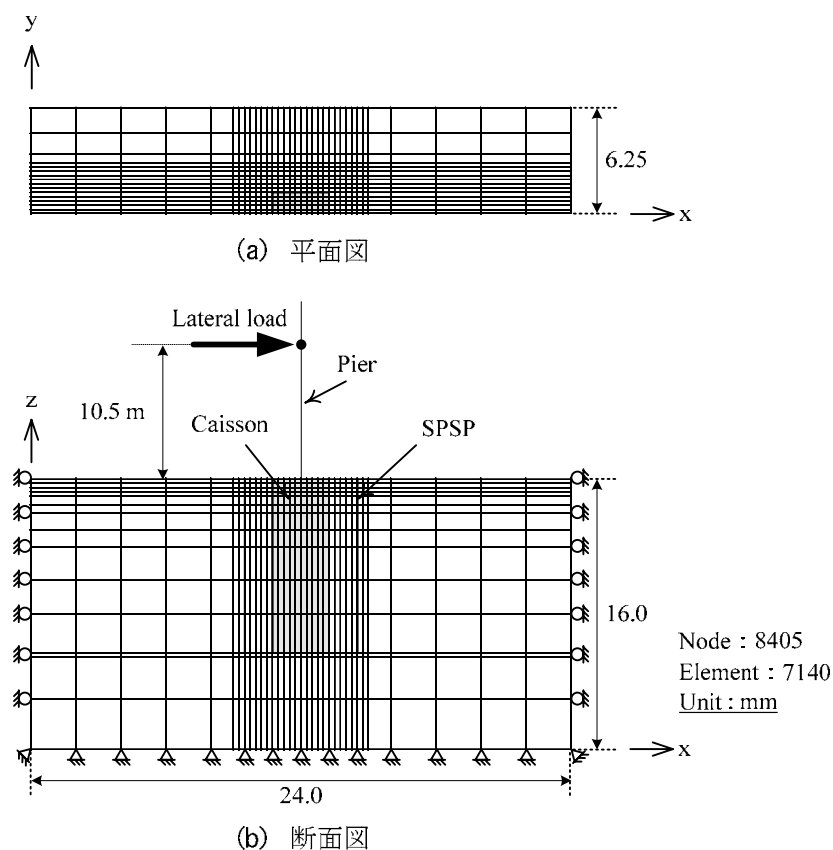


図4-8 有限要素メッシュ (Case-3CS)

4.3.4 鋼管矢板基礎増設工法の補強効果発現メカニズムの検証

以下に示す解析結果では実験結果における整理方法と同様に，水平変位 δ をケーソン基礎の基礎幅 D_c で除し，規準化した変位 δ/D_c として水平変位を表す．

(1) ケーソン基礎 (Case-1) と鋼管矢板基礎 (Case-2)

図 4-9 にケーソン基礎 (Case-1S) に対する解析結果として，荷重～変位関係および荷重～回転角関係を示す．先述の境界層に対する土質パラメータ決定には，Case-1S の荷重～変位関係におけるケーソンの外径 D_c の1.0 %の変位までの初期剛性を精度良く表現することに着目した．1.0 % D_c 変位以降の荷重～変位関係では，解析結果が実験結果をやや過大評価しており，荷重～回転角関係では解析結果と実験結果がほぼ一致する結果となった．この解析結果により決定した土質パラメータを用いて，鋼管矢板基礎 Case-2 に対する解析を実施した．図 4-10 に鋼管矢板基礎 (Case-2) に対する解析結果 (荷重～変位関係，荷重～回転角関係) を示す．図 4-10 より，実験結果の初期剛性が極めて大きいため，解析で初期剛性を完全に表現できているとはいえないが，2.0 % D_c 変位における水平支持力勾配の低下，その後の荷重～変位関係を表現できている．また，荷重～回転角関係においても，6.0 MN 载荷 (2.0 % D_c 変位) 以降の回転角の急増を精度よく表現できている．

以上の結果より，本解析手法を用いて実験結果を定量的，定性的に評価することが可能であると

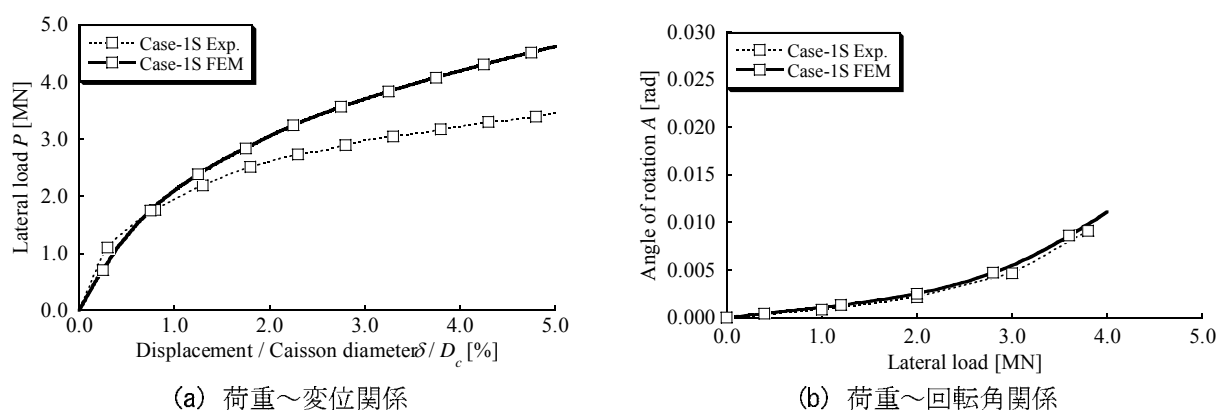


図4-9 実験結果との解析結果の比較 (Case-1S)

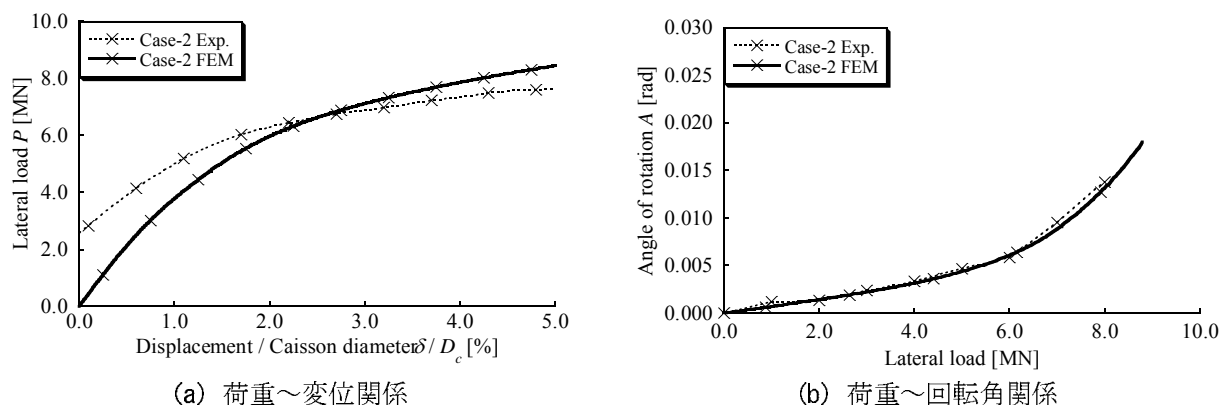


図4-10 実験結果との解析結果の比較 (Case-2)

考える．次節では，補強基礎（Case-3）に対し本解析手法を適用してその力学挙動を検証し，実験では検討できない地盤の挙動，鋼管矢板の断面力，鋼管矢板基礎の水平荷重分担率などの荷重伝達機構について詳細に検証する．

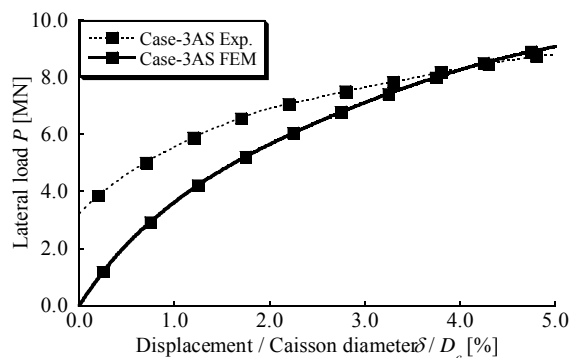
(2) 補強基礎（Case-3）

a) 補強効果の評価

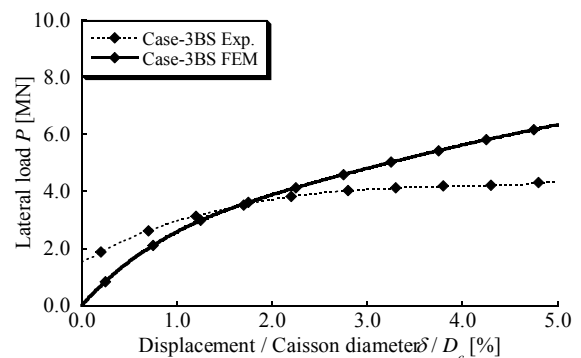
図 4-11，12 に補強基礎（Case-3）の荷重～変位関係ならびに荷重～回転角関係を実験結果と比較して示す．Case-3AS の荷重～変位関係は，鋼管矢板基礎（Case-2）の場合と同じように，載荷初期では解析結果が実験結果を下回るものの，変位が増大するにつれて解析結果と実験結果が一致するようになる．これは，Case-3AS はケーソン基礎と鋼管矢板基礎を剛な頂版により結合しているため，Case-2 のような鋼管矢板基礎単体と良く似た挙動を示すものと考えられる．一方，荷重～回転角関係を見ると，解析結果は実験結果と良好に対応していることがわかる．

Case-3BS では，載荷初期（ $2.0\%D_c$ 変位）までの荷重～変位関係を適切に表現可能であるが $2.0\%D_c$ 変位以降では解析結果と実験結果に差異が生じる．荷重～回転角関係では，解析結果はその他のケースと同様精度良く実験結果を表現していることがわかる．

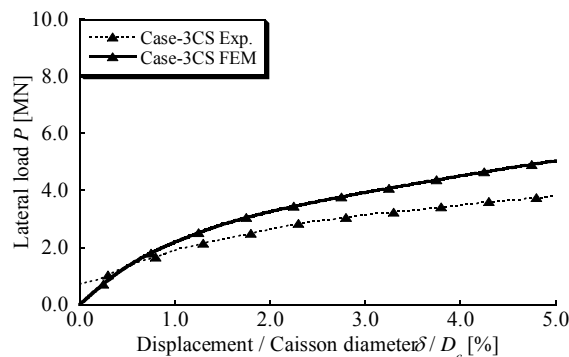
Case-3CS では，ケーソン基礎（Case-2L）の場合と同様に，載荷初期（ $1.0\%D_c$ 変位）で実験結果を適切に表現している．しかし， $1.0\%D_c$ 以降では解析結果が実験結果を上回る結果となる．これは，Case-3CS ではケーソン基礎と鋼管矢板基礎の間では水平力を鋼管矢板基礎に直接伝達させる頂



(a) Case-3AS（剛結）

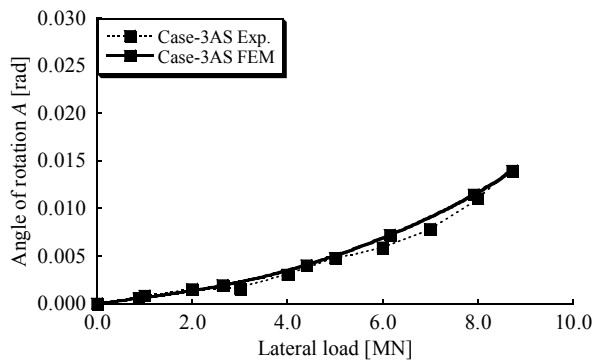


(b) Case-3BS（半固定）

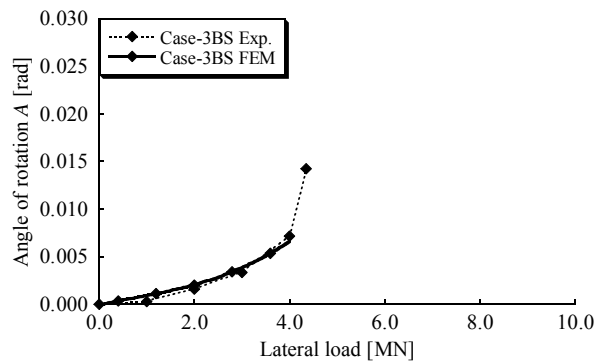


(c) Case-3CS（頂版なし）

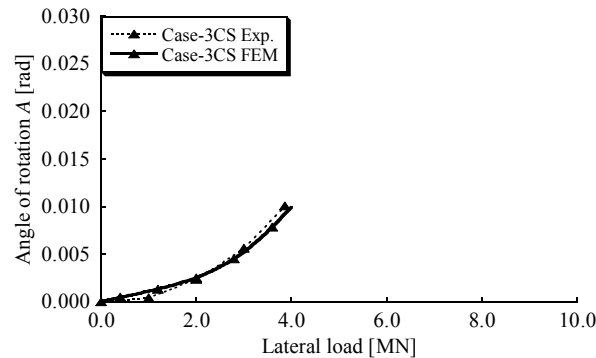
図4-11 実験結果との解析結果の比較（Case-3）



(a) Case-3AS (剛結)



(b) Case-3BS (半固定)



(c) Case-3CS (頂版なし)

図4-12 荷重～回転角関係の比較 (Case-3)

版を有していないため、ケーソン基礎 (Case-1S) の挙動と同様の傾向を示すものと考えられる。また、荷重～回転角関係では解析結果は精度良く実験結果を表現していることがわかる。

図 4-13 に、Case-3AS, 3BS, 3CS の水平支持力増加倍率と水平変位の関係を実験結果と比較して示す。図 4-13 から、Case-3AL に対する解析結果では、補強効果が水平変位に無関係にほぼ一定の 2.0 を示し、実験結果における傾向と対応していない。この理由は、解析では初期剛性が実験の初期剛性を適切に表現できていないところにあると考えられる。また、その大きさも実験における補強効果の収束値である 2.5 と比較して小さい結果となっており、実験結果よりも過小に評価する結果となった。Case-3BL では、Case-3AL の場合と同様に水平変位に無関係に 1.2～1.3 で一定になり、実験結果における収束値とほぼ一致する結果となった。Case-3CL では、2.5 % D_c 変位までは解析結果が実験結果よりも補強効果を過大に評価している。一方、実験結果において補強効果を発揮する 2.5 % D_c 以降では、解析結果と実験結果が良く一致する。

FEM 解析結果においても実験結果と同じく、剛結の Case-3AS が最も水平支持力増加が大きく、半固定構造の Case-3BS においても水平支持力の増加、回転角の抑制効果が確認できた。一方で、頂版なしの Case-3CS ではほとんど補強効果が現れないことが実証された。

b) 補強効果発現メカニズムの検証

横軸に与えた水平荷重を、縦軸に鋼管矢板基礎の分担する水平荷重をとり、Case-3AS, 3BS における基礎の水平荷重分担率の推移を図 4-14 に、鋼管矢板基礎の水平荷重分担率と水平変位との関係を図 4-15 に示した。解析における鋼管矢板基礎の水平荷重分担率とは、鋼管矢板を模擬した各ビー

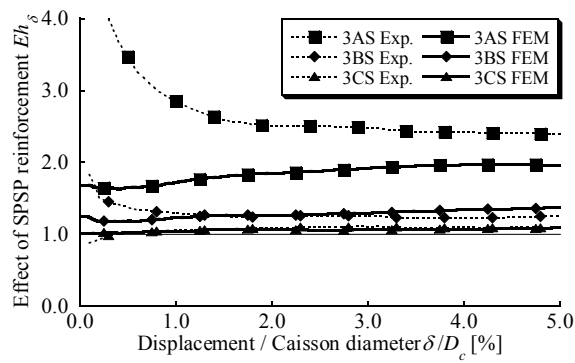


図4-13 水平支持力増加倍率

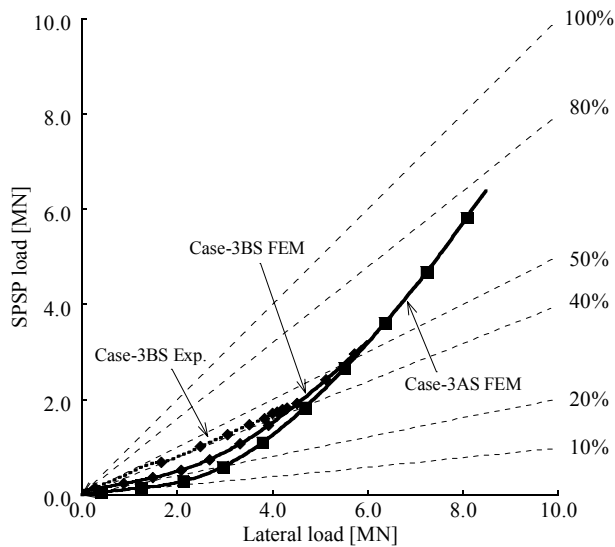


図4-14 鋼管矢板基礎の水平荷重分担率

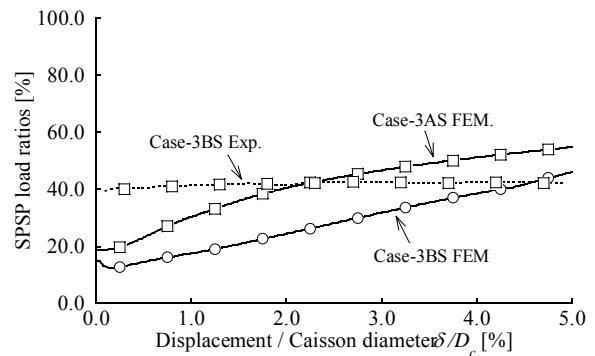


図4-15 鋼管矢板基礎の水平荷重分担率と水平変位の関係

△要素の頂版直下位置における荷重載荷方向に発生するせん断力の合計であり、第3章の遠心模型実験で得られた結果とは異なる性質を持つ。すなわち、図4-16に示すように、実験で得られた鋼管矢板基礎分担率は + / であり荷重分担計測用ロードセルの上部に位置する地盤反力をも含むのに対し、解析で得られる鋼管矢板基礎分担率は / と頂版部分に働く地盤反力を含めずに表現しているためである。

図4-14より、Case-3ASでは3.0 MNの水平荷重を、Case-3BSでは2.5 MNの水平荷重を載荷するまでの鋼管矢板基礎の水平荷重分担率は20%とそれほど大きくない。しかし、2.5 MN 載荷以降の鋼管矢板基礎の水平荷重分担率は徐々に増加し、Case-3ASで8.0 MN 載荷時における基礎の水平荷重分担率は80%に、Case-3BSで6.0 MN 載荷時における基礎の水平荷重分担率は45%に達する。一方、Case-3CSにおける鋼管矢板基礎の水平荷重分担率は5.0 % D_c 変位までゼロであったため図示していない。また、図4-15から、鋼管矢板基礎の水平荷重分担率が上昇を開始するときの水平変位はCase-3AS, 3BSともに0.3 % D_c であり、水平変位の増加とともに鋼管矢板基礎への荷重分担が増加する傾向がある。

Case-3BSについて実験結果と比較すると、解析結果は実験結果を下回る結果となった。この理由

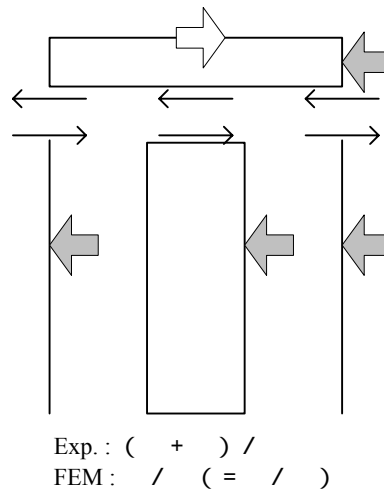


図4-16 鋼管矢板基礎の水平荷重分担率の定義

として、先述のとおり実験と解析とで鋼管矢板基礎の水平荷重分担率の表現に違いがあるためと考える。すなわち、実験では頂版部分に働く地盤反力を含めて水平荷重分担率としていたものを、解析では含めずに水平荷重分担率として表現しているため、解析結果の方が実験結果を下回る結果になったと考える。また、実験では鋼管矢板基礎の水平荷重分担率が水平変位に関係なく一定となる傾向を解析では表現できていないが、他の全てケースにおいて水平荷重の増加とともに鋼管矢板基礎の水平荷重分担率が増加する傾向にあり、Case-3BSの実験結果がむしろ特別なケースであると考えられるべきであろう。いずれにおいても、鋼管矢板基礎の水平荷重分担率の最大値は少なくとも40%以上となる。

鋼管矢板の断面力（曲げモーメント、軸力、水平変位の深度分布）の比較には、載荷方向に対しケーソンの前方と後方、ならびに隅角部が最も特徴的な挙動を示すと考え、図3-7に示す鋼管矢板Pile-1, 3, 8, 10を対象にする。

図4-17に、Case-2、Case-3AS、Case-3BS、Case-3CSの各ケースで、6.0 MN 載荷時（Case-2において水平変位および回転角が急増する点）に鋼管矢板に発生する曲げモーメントの深度分布を示す。それぞれの図からわかるように、ケーソン後方に位置するPile-1, 3に発生する曲げモーメントはケーソン前方に位置するPile-8, 10に発生する曲げモーメントよりも小さい。また、隅角部に位置するPile-3, 8とPile-1, 10の曲げモーメント分布形状はほぼ等しい。しかし、Case-3CSのPile-10に発生する曲げモーメントは、Case-2、Case-3ASの結果と大きく異なり、分布形状が左右反対になる。これは、実験結果においても確認した傾向であり、頂版の結合構造により鋼管矢板基礎の変形挙動に影響を与えることを数値解析においても表現できた。また、Case-3BSのPile-10に発生する曲げモーメントはPile-1, 3, 8と比較して大きな曲げモーメントを示す。これはCase-3BSの頂版の結合構造を図4-4に示すようにモデル化しており、特にPile-10に大きな水平荷重を分担させていることによる。

また、Case-3ASの鋼管矢板に発生する曲げモーメントの値は、鋼管矢板基礎単体（Case-2）に発生する曲げモーメントの値よりも小さいことがわかる。これより、Type-Aの補強基礎は鋼管矢板基礎単体に同一荷重を載荷させた場合よりも鋼管矢板への負担が減少していることを意味する。

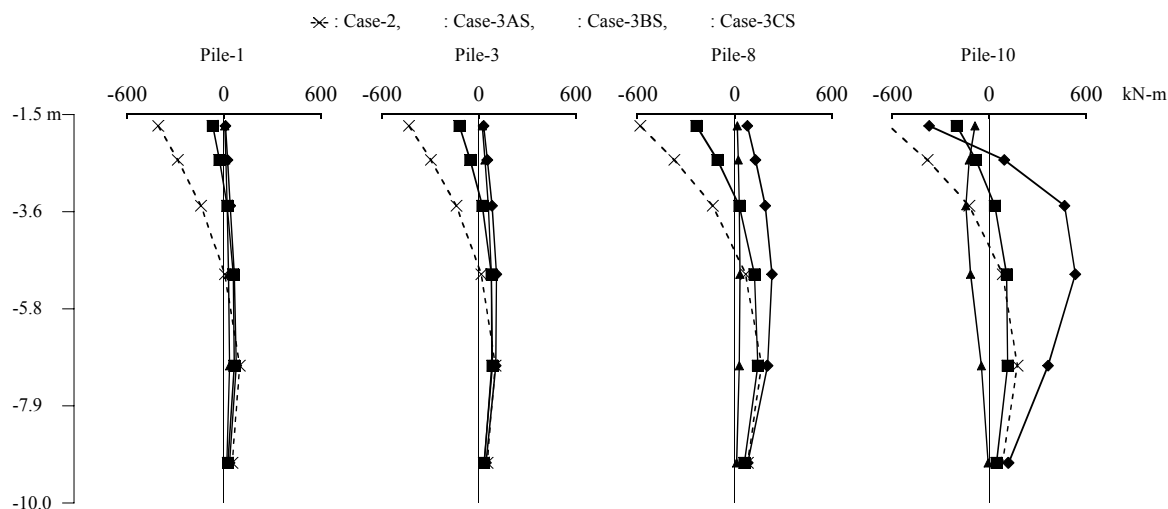


図 4-17 鋼管矢板の曲げモーメント深度分布（6.0 MN 載荷）

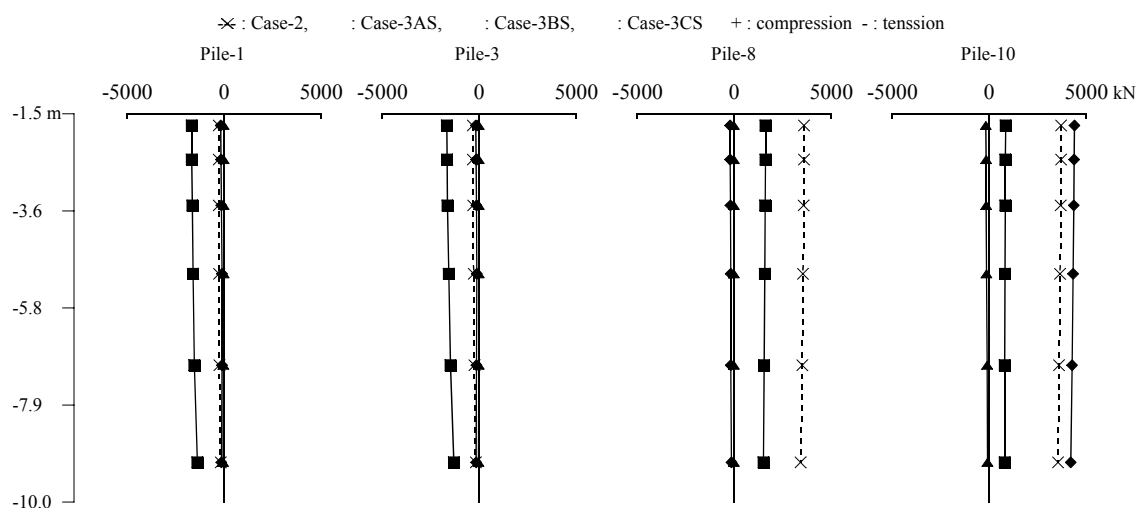


図 4-18 鋼管矢板の軸力深度分布（6.0 MN 載荷）

次に、それぞれの鋼管に発生する軸力分布を鉛直載荷終了後、水平荷重 4.0 MN 載荷時と比較して図 4-18 に示す。Case-3CS では、全ての載荷状態で Pile-1, 3, 8, 10 に軸力がまったく発生しない。それに対し、Case-3AS では鉛直載荷時から軸力が発生し、水平力の増加とともにケーソン前方に位置する Pile-8, 10 に発生する軸力は増加し、ケーソン後方に位置する Pile-1, 3 は軸力が減少する。すなわち、実験に対する考察で述べたように、前方鋼管矢板の押込みおよび後方鋼管矢板の引抜きの現象が発生していることがわかる。よって、剛結の Case-3AS では水平変位時に鋼管矢板の軸力による抵抗を見込めることを示した。また、Case-2 の場合と比較すると軸力は小さいことから、ケーソンと鋼管矢板基礎とで回転挙動にともなう鉛直荷重の分担が生じていると考えられる。解析結果における Case-3BS の軸力分布は曲げモーメント分布と同様、Pile-10 に大きな軸力を示す。しかし、

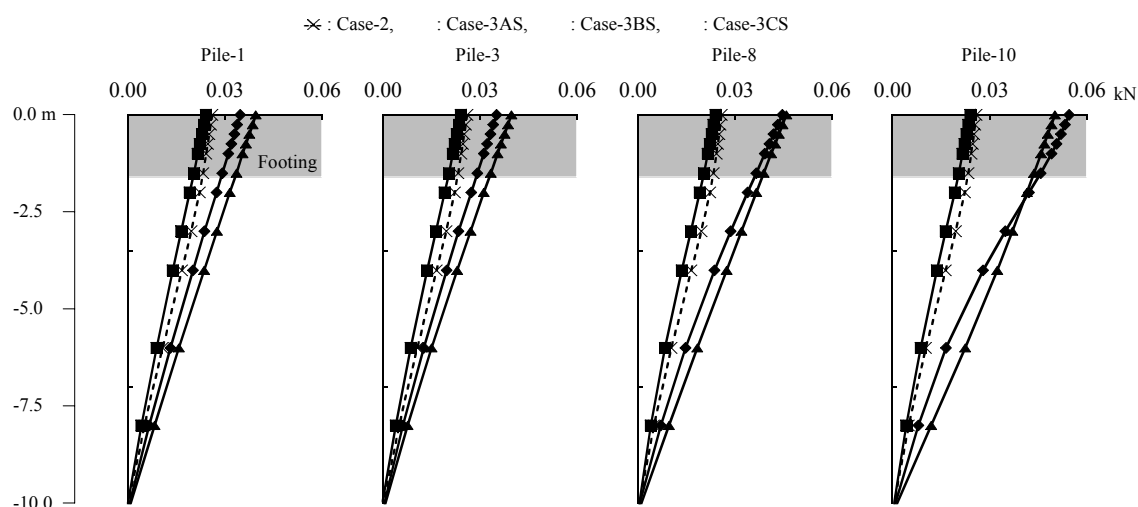


図 4-19 鋼管矢板の水平変位深度分布（6.0 MN 載荷）

実験ではこのように軸力が発生することは考えられず，Case-3BS の頂版の結合構造を図 3-4 のようにモデル化した場合の鋼管矢板基礎への荷重伝達機構を適切に表現できていない．よって，Case-3BS（半固定状態）の頂版のモデル化に課題を残しているといえる．

続いて，4.0 MN における鋼管矢板の水平変位深度分布を図 4-19 に示す．この結果より，Case-1，Case-3AS の水平変位深度分布は鋼管矢板位置によらずほぼ等しい．しかし，Case-3BS, Case-3CS では前方鋼管矢板(Pile-8, 10)で，後方鋼管矢板(Pile-1, 3)よりも大きな変位を示す．さらに，Case-3BS, Case-3CS の変位は，鋼管矢板頭部で Case-3AS の 2 倍になる．また，Case-2 よりも Case-3AS の変位は小さいことから，Case-3CS では水平変位が増加すると，鋼管にかなり大きな変形を生じる恐れがあるのに対し，Case-3AS は頂版の効果により，鋼管矢板の変形は抑制されつつ，大きな補強効果を示す．

さらに，遠心模型実験において検証することができない地盤の変形挙動および地盤の応力経路を検討することで，頂版の結合構造の違いによる荷重伝達機構の違いを検証する．ここでは，三次元状態の要素の応力経路を把握するために，正八面体応力を用いた．法線方向 n と主軸 1, 2, 3 となす角が全て等しい面に垂直な応力成分を σ_{oct} ，平行な応力成分を τ_{oct} として表す．各ケースの図 4-20 に示す位置（頂版直下，Pile-10 において最も曲げモーメント分布状態が異なる地点）の地盤要素の応力経路を図 4-21, 22 に示す．それぞれの要素を要素 A ～ F, A' ～ F' とした．A ～ C, A' ～ C' は引張状態，D ～ F, D' ～ F' は圧縮状態にある．引張側の地盤要素で顕著な差異が見られるのは要素 C, C' である．特に，Case-1 の応力経路とその他の応力経路は大きく異なり，Case-1 では σ_{oct} , τ_{oct} とともに急激に減少する．

一方，ケーソン基礎 Case-2S と頂版を設けない補強基礎 Case-3CS の圧縮側の地盤要素の応力経路を比較すると，双方水平力の増加とともに σ_{oct} , τ_{oct} が増加する．基礎内の地盤である要素 D, E の応力経路は， σ_{oct} が 200.0 kN/m^2 に達するまで等しく，その後 Case-3CS の σ_{oct} , τ_{oct} がともに Case-2S と比較して大きくなる．また，要素 D', E' でも同様な傾向が見られるが要素 D, E 程ではない．それ

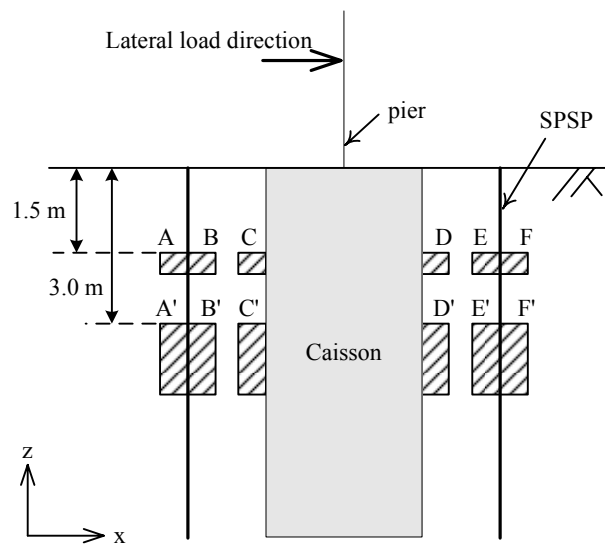


図4-20 地盤の応力経路を比較する要素の位置

に対し，基礎外の地盤である要素 F, F'は Case-2S のみ σ_{oct} , τ_{oct} が増加している．このことから，Case-3CS では鋼管矢板基礎の存在により基礎内の地盤が水平力の増加とともに圧縮され，地盤反力の影響範囲が鋼管矢板基礎に到達したときに Case-2S の場合と異なる応力経路をとることが解析結果より実証された．さらに，鋼管矢板基礎の存在により基礎外の地盤への影響は大きく抑制されることがわかる．また，Case-1, Case-3AS, Case-3BS の地盤内応力の変化は Case-2S, Case-3CS と比べると変化が小さい．

図 4-23, 24 に $y=0$ 平面における σ_x , σ_z の分布状態を示す．なお，これらの図では，変位量を 20 倍にして表示している．図 4-23 (b-2), (d-2) から，地盤要素の応力経路の差異からも確認できた Case-3CL の鋼管矢板基礎により締め切られることによる地盤の応力状態への影響を把握できる．また図 4-24 より，ケーソン底面，前方方向の地盤の応力の上昇を確認することができる．

4.3.5 模型実験のシミュレーションのまとめ

本章では，DGPPILE-3D を用いて実験のシミュレーションを行い，実験結果との比較から解析手法の妥当性を検証した．さらに，鋼管矢板の断面力や基礎内外の地盤の応力変化から補強メカニズムを詳細に検証した．以下に解析結果から得られた成果をまとめる．

DGPPILE-3D を用いることで，ケーソン基礎の力学挙動（荷重～変位関係，荷重～回転角関係）を定量的，定性的に表現可能である．また，鋼管矢板基礎をバイリニア型の梁要素と三種類のばね要素によりモデル化することで，鋼管矢板基礎の荷重～変位関係，及び荷重～回転角関係を適切に評価可能である．その際，基礎の回転挙動を表現するために便宜的に境界層を設け，そのパラメータをケーソン基礎の実験結果とのフィッティングにより決定し，他の全ケースで同じパラメータを用いた．

補強基礎（Case-3AL, Case-3BL, Case-3CL）に対する数値解析の結果，本解析手法により補強基礎の力学挙動（荷重～変位関係，荷重～回転角関係）を定量的，定性的に表現可能であり，頂版の結合構造の違いによる補強効果発現メカニズムへの影響を妥当に評価できる．すなわち，

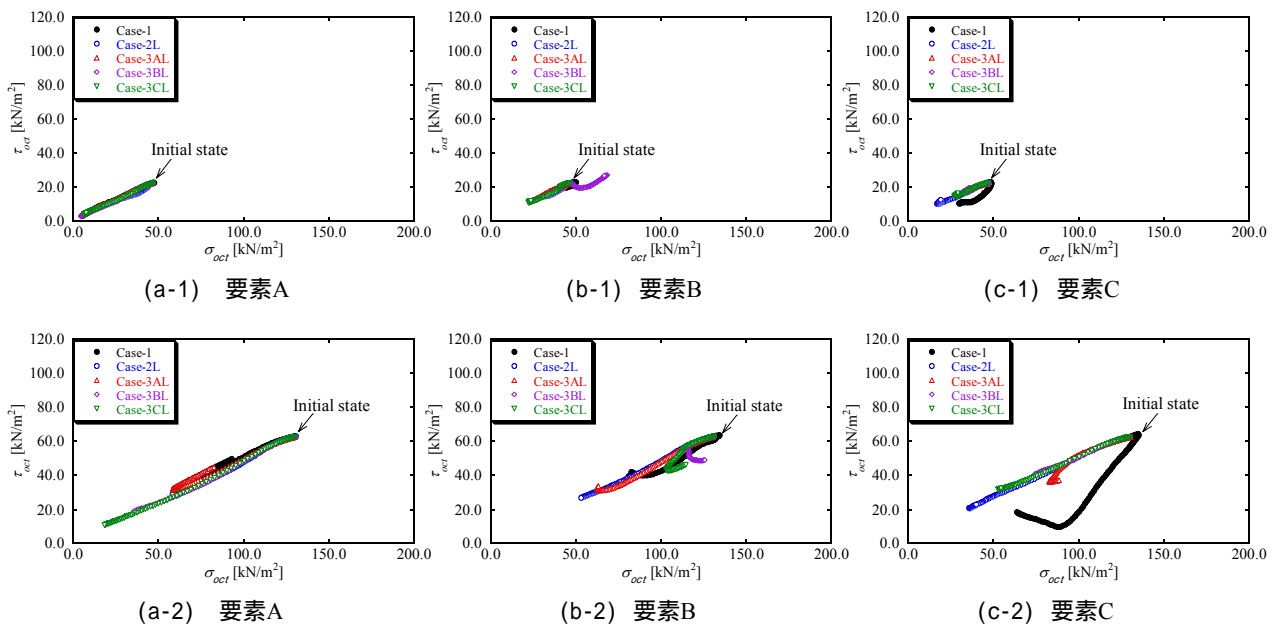


図4-21 地盤の応力要素経路比較（引張側の地盤要素）

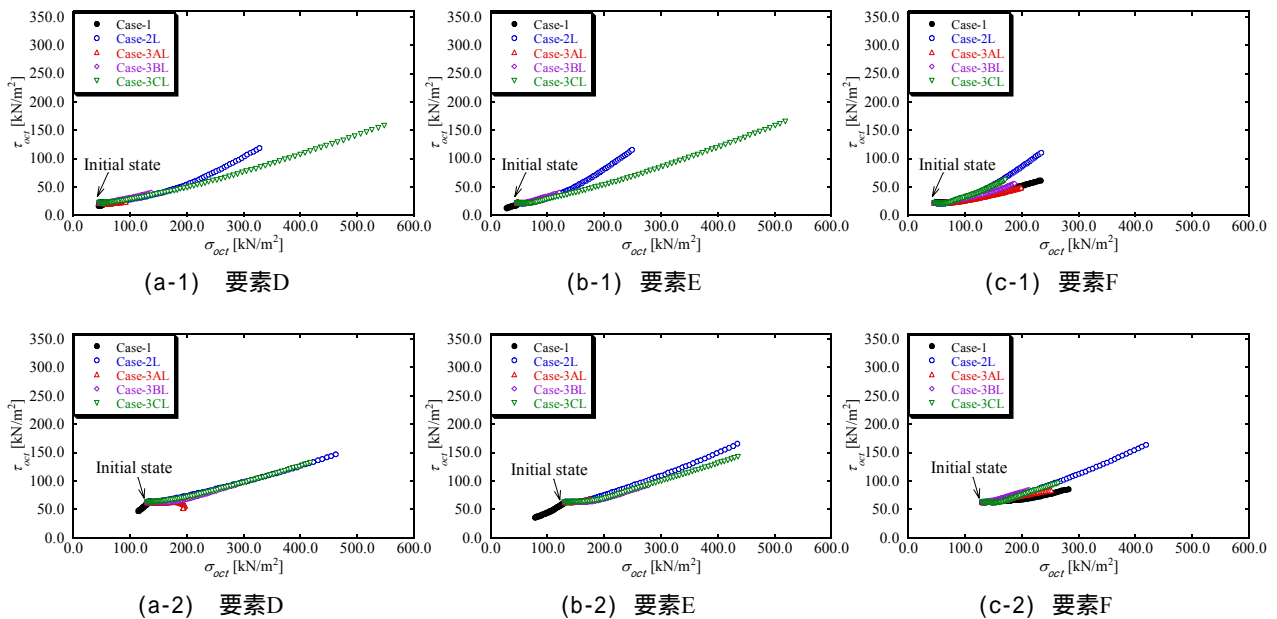


図4-22 地盤の応力要素経路比較（圧縮側の地盤要素）

剛結の場合は前面載荷幅の増加に伴う地盤反力の増加，鋼管矢板基礎の先端抵抗による回転挙動抑制効果，鋼管矢板基礎の曲げ抵抗により補強効果を発現する．半固定構造では前面載荷幅の増加に伴う地盤反力の増加，鋼管矢板基礎の曲げ抵抗により補強効果を発現する．頂版なしでは，載荷初期において鋼管矢板基礎内の地盤が圧縮されることで地盤反力を発揮し，水平変位増大とともに地盤反力を受ける影響範囲が拡大を続ける．その影響範囲が鋼管矢板基礎に到達するとわずかな補強効果を発揮する．

頂版の結合構造が鋼管矢板基礎の水平荷重分担率に大きく影響することを解析的に実証した．すなわち，水平変位（あるいは水平荷重）の増加とともに鋼管矢板基礎への水平荷重の分担が

増加する傾向と，载荷初期段階では半固定構造の方が剛結と比べて大きな水平荷重分担を呈することを確認した．ただし，鋼管矢板基礎が分担する水平荷重は，フーチング直下に位置する各ビーム要素の载荷方向のせん断力の総和として算出するため，実験結果のそれとは意味合いが多少異なる．

4.4 実大構造物への適用性の評価

4.4.1 概説

第3章では，a)頂版の結合構造，c)剛性比，e)地盤条件に着目して，遠心模型実験により静的水平载荷時における鋼管矢板基礎増設工法の補強効果を定性的に評価した．**第4章**では，実験結果を適切に表現可能な解析モデル，解析手法の検証を行い，解析手法の妥当性を確認した．本章では，実大基礎レベルにおける鋼管矢板基礎増設工法の適用効果を検証するために，**第4章**で妥当性を実証した解析手法を用いて，地盤 - 基礎 - 上部工一体系三次元弾塑性有限要素解析を実施した．

4.4.2 補強検討事例の概要

補強検討事例は，図 4-25 に示すように，主に砂質土で構成されている地盤条件の箇所に建設され

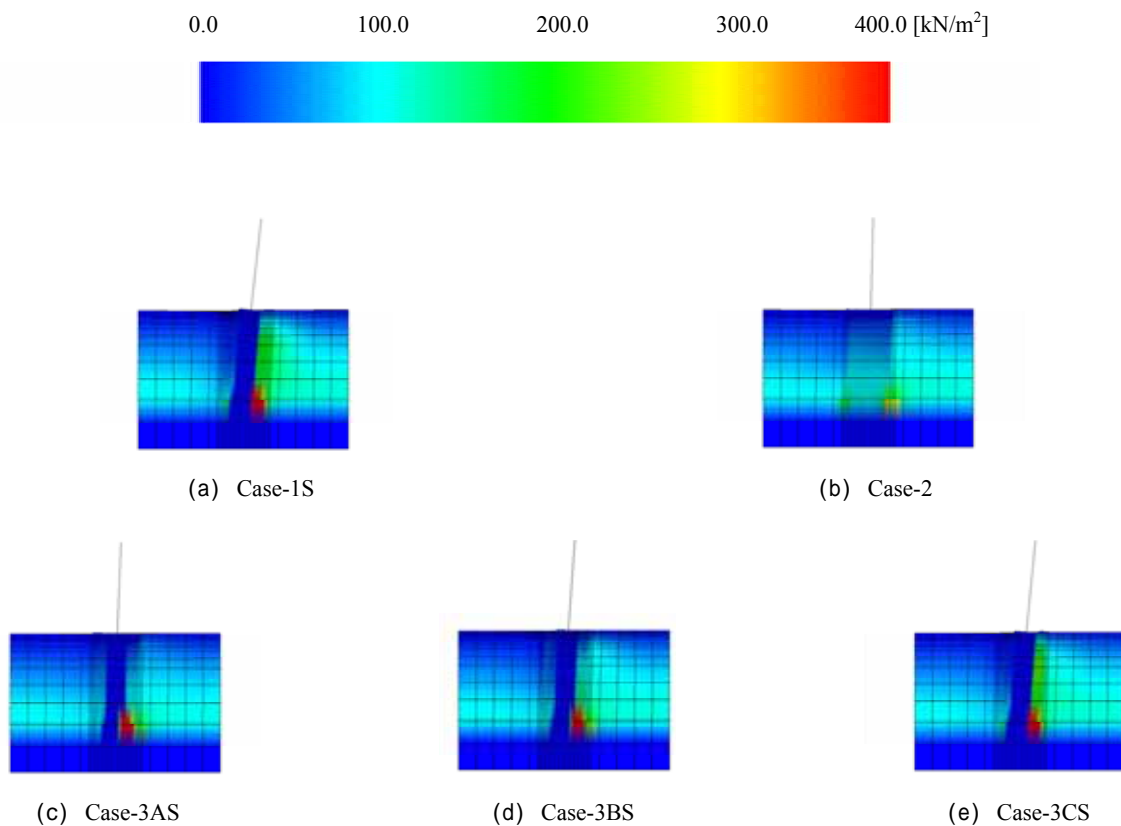


図4-23 σ_x 分布 ($y=0$ 平面，変位量を 20 倍で表示)

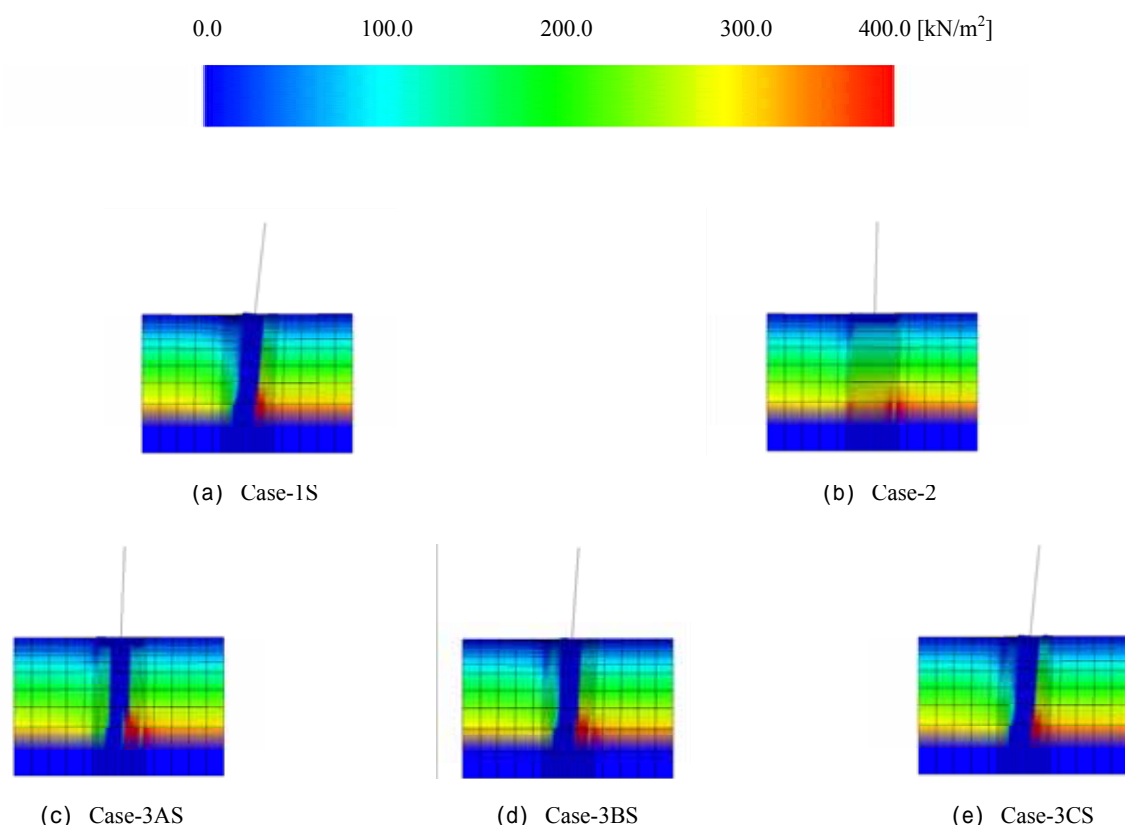


図4-24 σ_z 分布 ($y=0$ 平面, 変位量を 20 倍で表示)

た長径 10.5 m, 短径 5.5 m, 深さ 15 m の小判形の渡河道路橋ケーソン基礎である。基礎周辺の洗掘によるケーソン基礎の水平耐力不足が懸念されたために, 道示⁶⁾に基づく耐震照査を実施した結果, 基礎前面地盤の塑性化により基礎が降伏する恐れがあると判明した。そこで, 径 800 mm, 長さ 15 m の鋼管矢板を 38 本使用した鋼管矢板基礎増設工法による耐震補強を検討した。鋼管相互を連結する継手には, 鋼管矢板基礎建設で一般的によく用いられる P-P 継手を適用し, 鋼管矢板基礎とケーソン基礎の離隔は作業スペース確保のために 1.5 m とした。剛性比 (鋼管矢板基礎 / ケーソン) は 0.685 となった。基礎の諸元を表 4-2 に示す。

この事例に対し, 簡便な補強構造 (頂版の結合構造および鋼管矢板長) による鋼管矢板基礎増設工法を適用した場合の補強効果を定量的に把握し, 実大構造物レベルにおける補強発現メカニズムを詳細に検討した。さらに, 数値実験として, 鋼管矢板の形状, 剛性を一定のまにケーソンの剛性を変化させることで, 剛性比の変化が補強効果にもたらす影響についても検討を加えた。次項では, 解析モデルおよび解析条件について説明する。

4.4.3 基礎, 周辺地盤のモデル化および解析条件

(1) ケーソン基礎および鋼管矢板基礎のモデル化

解析を行うにあたり, 簡単のために, ケーソンは図 4-26 のように道示⁶⁾で示される基礎の有効載荷幅を考慮し, 小判形の基礎を矩形に置換した。ケーソンのモデル化は, 立体要素で行い, 弾性体とした。また, ケーソン基礎の曲げ剛性が実際のそれと等価になるように, 解析ではケーソンのヤ

表4-2 基礎の諸元

(a) ケーソン

	長軸 B	短軸 D	長さ L_c	弾性係数 E_c	ポアソン比 ν_c	断面二次 モーメント I_c	断面剛性 EI_c
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	—	[m ⁴]	[kN-m ²]
実大	10.5	5.5	15.0	2.5×10^7	0.17	99.3	2.5×10^9
モデル	9.4	4.4	15.0	3.7×10^7	0.17	66.7	

(b) 本管

	鋼管径 ϕ	肉厚 t	長さ L_p	降伏強度 σ_y	弾性係数 E_p	断面積 A_p	断面剛性 EI_p
	[m]	[mm]	[m]	[MPa]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN-m ²]
実大	0.8	9.0	15.0	235.0	2.0×10^8	0.022	1.6×10^9
モデル	0.8	9.0	15.0	235.0	2.3×10^8	0.022	

(c) 継手

	せん断剛性 K_z	せん断強度 q_z	接線方向 剛性 K_t	接線方向 圧縮強度 q_{tc}	接線方向 引張強度 q_{tu}
	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]
実大& モデル	1.2×10^6	200	5.0×10^6	5000	280

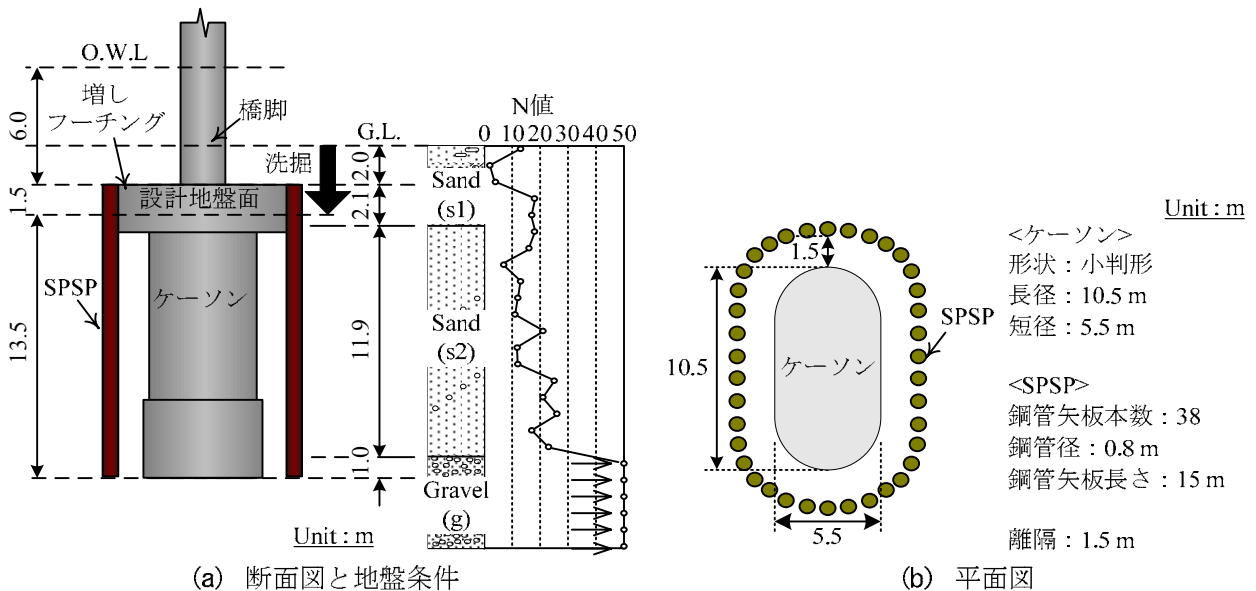


図4-25 補強検討事例の構造図と地盤条件

ング率を 3.7×10^7 kPa に設定した（表 5-2(a)参照）。

一方，補強部材となる鋼管矢板基礎は，4.3.1 で示したモデル化と同様に，図 4-1 に示すようにバ

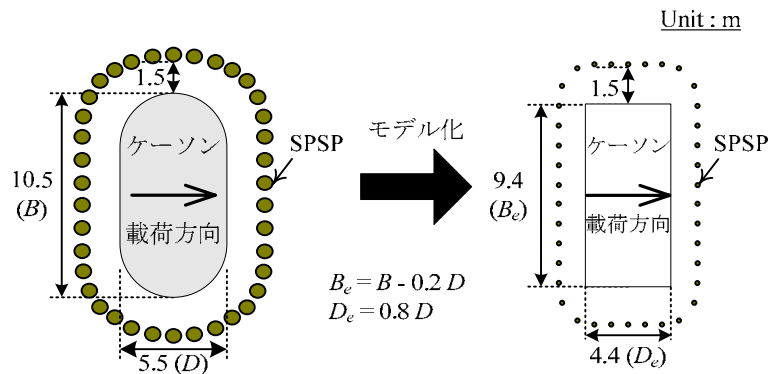


図4-26 基礎の有効载荷幅

イリニア型の梁要素でモデル化した．継手の接線方向の抵抗，ならびに鉛直方向のせん断抵抗をバイリニア型のばね要素でモデル化した．解析で用いたばね定数を表 4-2(c)に示す．鋼管矢板基礎も矩形でモデル化したケーソンとの離隔を 1.5 m に保つようにモデル化するため，図 4-26 のように鋼管位置を決定した．そのため，鋼管位置の違いによる鋼管矢板基礎全体の剛性の変化が生じないように，実際の曲げ剛性と等価となる鋼管矢板本管のヤング率を設定した．また，道示により全塑性モーメントについても算出した（表 4-2(b)参照）．

既往研究にある鋼管矢板基礎に対する有限要素解析⁴⁴⁾においても，鋼管は各 1 本を引張および曲げ剛性を持つ梁要素，鋼管相互を結ぶ継手は実際と等価なせん断剛性をもつ平面応力板有限要素で表現されている．すなわち，文献 44)では，鋼管自体の水平方向引張剛性を平面応力板有限要素の剛性に加味することで考慮されているが，本解析の継手のモデル化では鋼管の水平方向引張剛性は考慮されていない．しかし，鋼管矢板基礎の解析法の一つである立体骨組解析³⁵⁾においても本解析と同様のモデル化を行っている．また，後述する解析結果からも判断できるように，本解析におけるモデル化でも十分に鋼管矢板の水平支持力特性を表現可能である．

ここでは，鋼管矢板基礎増設工法の補強メカニズムを把握することを主目的としているため，鋼管のモデル化には体積を持たない梁要素を用いた．そのため，梁要素は鋼管先端が支持地盤に点で接しており，先端位置で鋼管および鋼管内部の土が有限の面積で接していることを表現できていない課題ならびに鋼管矢板基礎の前面载荷幅を過小評価することによる前面水平抵抗の減少という課題は残されている．橋脚は弾性ビーム要素として表現する．

(2) 頂版のモデル化

鋼管矢板基礎増設工法では，ケーソン基礎と鋼管矢板基礎の頂版結合構造に剛結合を採用することを原則としている．しかし，第 3 章および第 4 章で示したとおり，頂版の結合構造は必ずしも剛結合させる必要がなく，結合度を下げた簡便な結合構造を用いた場合でも十分な水平支持力の増加が期待できる．そこで，本解析においても，結合構造の違いによる補強効果および補強効果発現メカニズムへの影響を検討した．

図 4-27 に頂版の結合構造のモデル化の概念図を示す．剛結合（Type-A）では，全深度方向に梁要素でモデル化された鋼管矢板と立体有限要素でモデル化した頂版は節点を共有した形でモデル化している．一方，半固定構造（Type-B）では剛結合モデルを基本としているものの，頂版直下に位置する梁要素 XY を各方向（x, y 方向）に抵抗する弾性ばね要素に置換すること

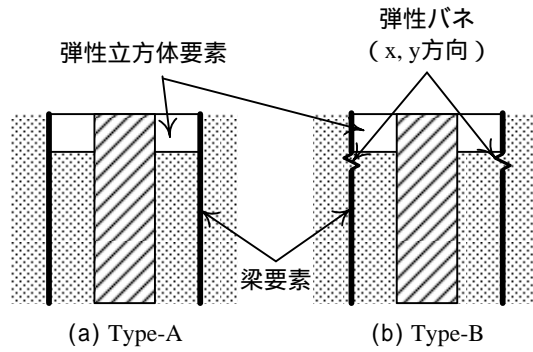


図4-27 頂版の結合構造のモデル化

で，頂版より鋼管矢板基礎へ伝達される力をせん断力のみとなる構造を簡易的にモデル化した（剛結の場合では軸力，せん断力，曲げモーメントが伝達する）．頂版の剛性は，ケーソンの剛性に対し十分に剛な値を用いた．頂版なし（Type-C）では，頂版にあたる要素を地盤要素に置換して解析を実施した．

(3) 周辺地盤のモデル化

本解析が対象とする事例の地盤構成は全て砂質土であり，三軸試験のデータが揃っていないため，第4章の遠心模型実験のシミュレーションで使用した砂地盤の弾塑性モデル *tij-sand model* で必要となる地盤材料パラメータを適切に決定することは困難であった．そのため，地盤の構成則には，N 値より容易に土質パラメータを決定できる Drucker-Prager モデル（以後，DP と略記）を用いた．Drucker-Prager 式を以下に示す．

$$F(\sigma) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - \kappa \dots\dots\dots (4-1)$$

ここで， J_2 ： 偏差応力の第2不変量

I_1 ： 応力の第1不変量

α, κ は降伏曲面の大きさを表すパラメータであり，三軸伸張試験より決定されたモール・クーロン破壊基準における内部摩擦角 ϕ ，粘着力 c と関連付けて，以下のように表される．

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \dots\dots\dots (4-2)$$

$$\kappa = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \dots\dots\dots (4-3)$$

なお，主応力空間における降伏関数 $F(\sigma) = 0$ は，図 4-28 に示すような静水圧軸を中心に持つ円錐となる．弾性領域となる $F(\sigma) < 0$ では，式(4-1)に示した弾性構成式 $\sigma = E \cdot \varepsilon$ に従う． $F(\sigma) = 0$ に至ると，地盤はせん断応力により降伏し，塑性的な挙動を呈する．ここで，関連流れ則を仮定すると，塑性ひずみ増分の方法は降伏関数が直交し，次式のように表現される．

$$d\varepsilon^p = h \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma} \dots\dots\dots (4-4)$$

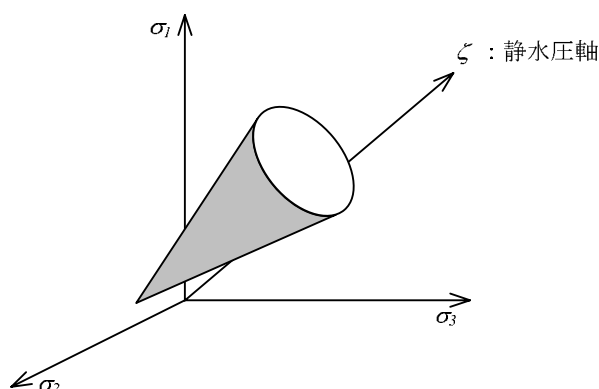


図4-28 主応力空間における降伏関数曲面

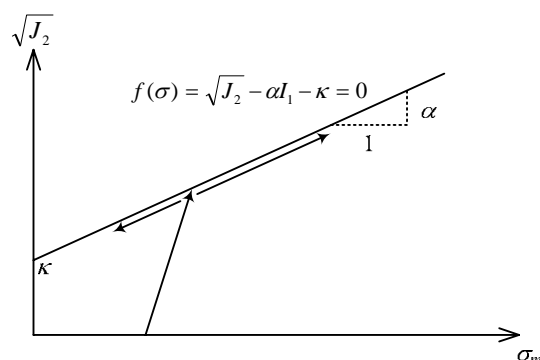


図4-29 Drucker-Pragerモデルの破壊線上の応力経路

なお，降伏関数の値が正である領域は不可能応力状態であり，理論上降伏関数の値が正になることはない．また，関連流れ則とした場合には，地盤がせん断変形すると常に体積増加することになるが，本解析では式(4-2)，(4-3)において内部摩擦角 ϕ の代わりにダイレイタンシー角 ψ を代入することで計算されるダイレイタンシーパラメータ β をゼロとした非関連流れ則を用いている．すなわち，地盤はせん断変形時に体積変化が生じない構成則を用いた．

$$\beta = \frac{2\sin\psi}{\sqrt{3}(3+\sin\psi)} \dots\dots\dots(4-5)$$

ここで， β : ダイレイタンシーパラメータ

ψ : ダイレイタンシー角

しかしながら，DPモデルは N 値から容易に地盤定数を決定できるという利点はあるものの，応力状態が破壊基準に達し，応力増加が「負荷」と判断されると破壊基準に沿って応力状態が変化する特性がある（図4-29参照）．これは，排水状態の砂質土では破壊基準に到達後，せん断力が破壊基準上ではほぼ一定に保たれるという特徴を表せていない．そこで，そのような特徴を表現するために，破壊基準に到達した要素のヤング率を拘束圧とは関係のない，限りなく小さな値に再設定し，さらに塑性ひずみは流れ則に従うとした修正型 Drucker-Prager モデル⁴¹⁾（以後，MDPと略記）を用いることとした．本解析で用いた土質パラメータを表4-3に示す．なお，内部摩擦角 ϕ ，弾性係数 E の算出には道路橋示方書⁶⁾の以下の式を用いる．

$$E = 2800N \quad [\text{kN} / \text{m}^2] \dots\dots\dots(4-6)$$

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \dots\dots\dots(4-7)$$

(4) 解析条件






解析領域は，構造物と載荷荷重の対称性を考慮し，図4-30に示す半断面領域とした．節点数は11618，要素数は10080である．境界条件は，底面の節点は全方向固定，側面はローラー支持とする．

表4-4に解析ケースを示す．Case-1 および Case-2 は，補強前の既設ケーソン基礎および補強部材の鋼管矢板基礎単体の水平支持力特性を把握すること，ならびにそれぞれのモデル化の妥

表4-3 土質パラメータ

	層厚 H	密度 ρ	弾性係数 E	内部摩擦角 ϕ	粘着力 c	ポアソン比 ν
	[m]	[g/cm ³]	[kN/m ²]	[°]	[kPa]	—
Sand (s1)	0.6	1.8	9.0×10^4	30.0	0.0	0.33
Sand (s2)	11.9	1.8	9.5×10^4	30.0	0.0	0.33
Gravel (g)	4.5	2.0	2.8×10^5	40.0	0.0	0.33

表4-4 解析ケース

	ケーソン (Case-1)	鋼管矢板基礎 (Case-2)	補強基礎 (Case-3)		
			剛結 (Type-A)	半固定 (Type-B)	頂版なし (Type-C)
模式図					
解析ケース	1	2	3A15	3B15	3C15
			3A10	3B10	3C10
			3A05	3B05	3C05

当性を検証するために実施した。Case-3 は補強基礎の補強効果や補強効果発現メカニズムを把握し、頂版の結合構造と鋼管矢板長の違いが及ぼす影響を検証するために実施した。また、表中の 3A10 とは剛結合構造 (Type-A) の補強基礎で、鋼管矢板の長さが 10 m のもの (支持層まで根入れした場合が 15 m) を表す。各ケースにおける荷重条件を図 4-31 に示す。このように、増しフーチングなどの重量増加を加味した設計水平震度を荷重条件として与えている。また、設計値ケーソンの重量を底面の C 点に載荷したのは、「鉛直荷重は原則として基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させる」との道路橋示方書⁶⁾の表記に従った設計手法と対応させるためである。各ケースとも鉛直荷重を 20 step で、水平荷重およびモーメントを 200 step で載荷した。なお、図 4-31(c) では剛結合 (Type-A) および半固定構造 (Type-B) の場合を示している。

4.4.4 モデル化の妥当性に関する検証

(1) ケーソン基礎 (Case-1)

上述のモデル化による解析結果の妥当性を検証するために、補強前のケーソン基礎の荷重～変位関係ならびに荷重～回転角関係を設計値と比較した。ここに示す設計値とは、設計地盤面が基礎天端より 1.5 m 洗掘されたとして道示により算出された値である。具体的には、ケーソン基礎を梁要素でモデル化し、ケーソン基礎の地盤抵抗要素を弾塑性型のばね要素とする。設置するばね要素は、前面水平ばね、前背面鉛直ばねによる回転ばね、側面水平ばね、側面鉛直ばねによる回転ばね、底面鉛直ばね、底面水平ばねの 6 種類であり、ばね定数は道示に従い決定する。鉛直荷重は基礎底面で支持させることを原則としているため、ケーソン底面に作用させる。水平荷重、モーメントは設計水平地盤面 (図 4-31 の B 点に対応) に作用させる。こうして得られた結果を図 4-32 に示す。ここに示す変位とは図 4-31 中の B 点 (載荷点) における

x 方向の変位であり，回転角とは A 点（上部工重心位置）と B 点の水平変位および A 点と B 点の長さから次式を用いて算出した値である．

$$A = \tan^{-1} \left(\frac{\delta_a - \delta_b}{l} \right) \dots\dots\dots (4-8)$$

ここで， A ：基礎の回転角 [rad]

δ_a, δ_b ：A 点および B 点の水平変位 [m]

l ：AB の長さ [m]

これらの図から，DP モデルを用いた場合の解析結果は，初期接線勾配において設計値と一致するものの，ケーソンの場合では 2.0 MN 载荷以降で設計値を大きく上回る結果となった．この理由として，先述の通り，DP モデルは破壊基準に到達後，応力の増加が負荷状態であると判断されると，破壊基準に沿って応力状態が移動することが原因と考えられる．すなわち，設計値では地盤が破壊基準に到達後はそれ以上抵抗を発揮しないことを表現できていないためである．これは，破壊基準に到達後の応力状態が一定に保たれる MDP モデルを用いた場合に，より適切に設計値を捉えることができていないこととも一致する．

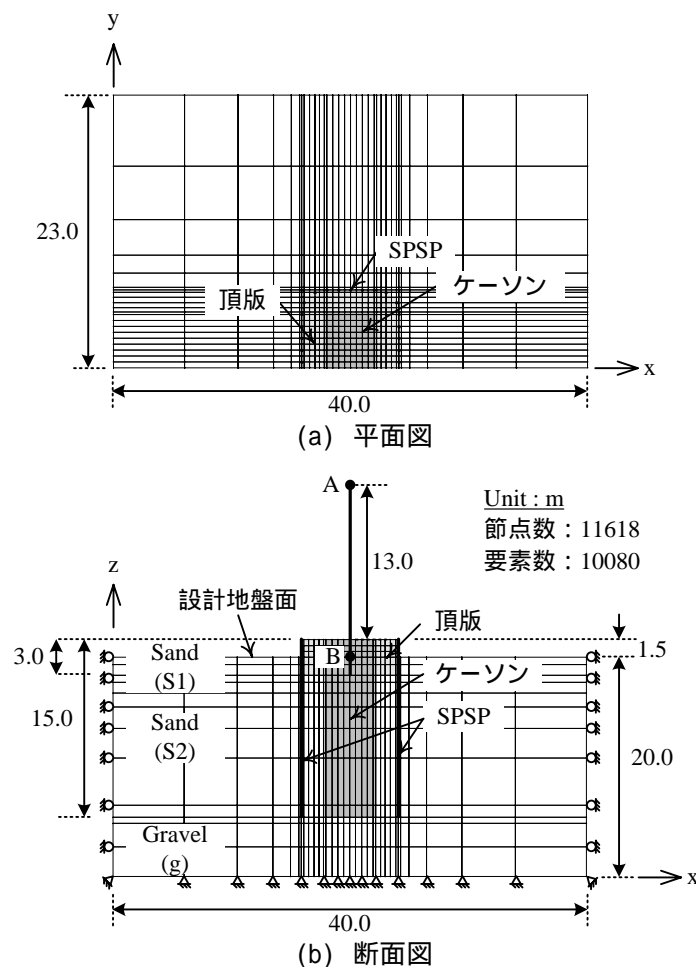


図4-30 解析メッシュ図（Case-3A15）

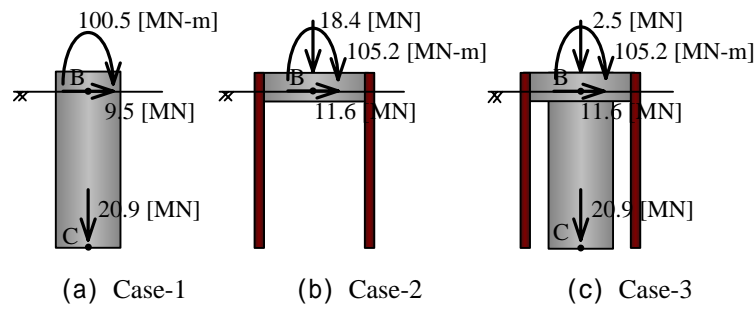


図4-31 荷重条件

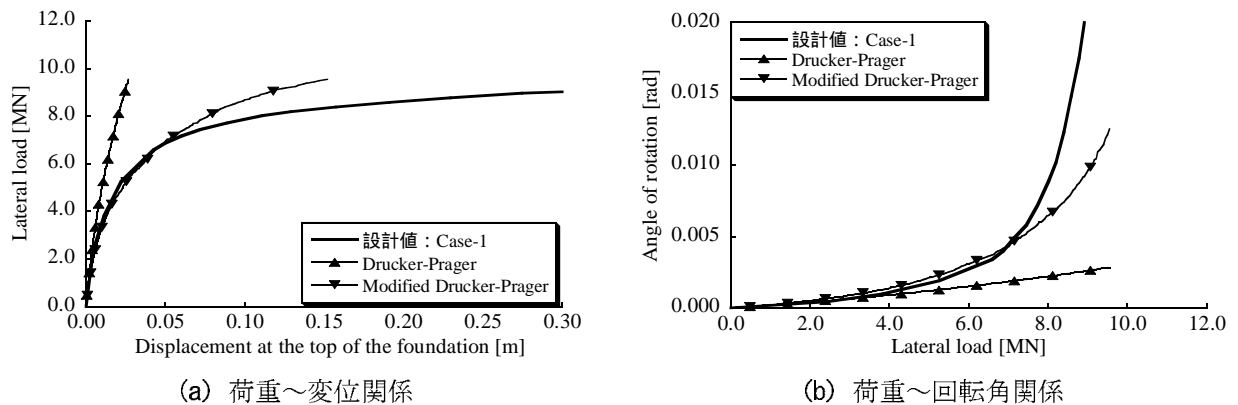


図4-32 ケーソン基礎（Case-1）の解析結果

これらの現象は、図 4-33 に示す地盤要素の応力経路からも確認できる。つまり、Element 1 や Element 3 において、DP モデルでは破壊基準到達後に応力の増加、または減少が見られるのに対し、MDP では一定値にとどまっている。また、Element 2 において、DP モデルでは破壊基準に到達していないにもかかわらず、MDP モデルでは破壊基準に到達している。これは、上層の地盤要素が破壊に達するとそれ以上抵抗を発揮しないために、より深度の深い地盤要素まで破壊基準に達するようになったものと考えられる。

(2) 鋼管矢板基礎（Case-2）

補強部材となる鋼管矢板基礎のモデル化の妥当性の検証は、鋼管矢板基礎が単体で建設された場合での挙動の比較により行った。図 4-34 に荷重～変位関係と荷重～回転角関係を示す。鋼管矢板基礎の場合も、MDP モデルを用いた方がより設計値に近い荷重～変位関係を表現できている。

以上から、設計例に対する補強効果および補強効果発現メカニズムを検証する上で、ケーソン／鋼管矢板基礎のモデル化ならびに地盤構成則として MDP モデルの適用が妥当であると判断し、以後の補強基礎に対する解析では同様の手法を用いることとする。

4.4.5 頂版結合構造による補強効果発現メカニズムの違い

(1) 補強効果（水平支持力増加と回転角抑制効果）

図 4-35～38 に鋼管矢板長 15 m の場合の補強基礎（Case-3A15、3B15、3C15）の荷重～変位

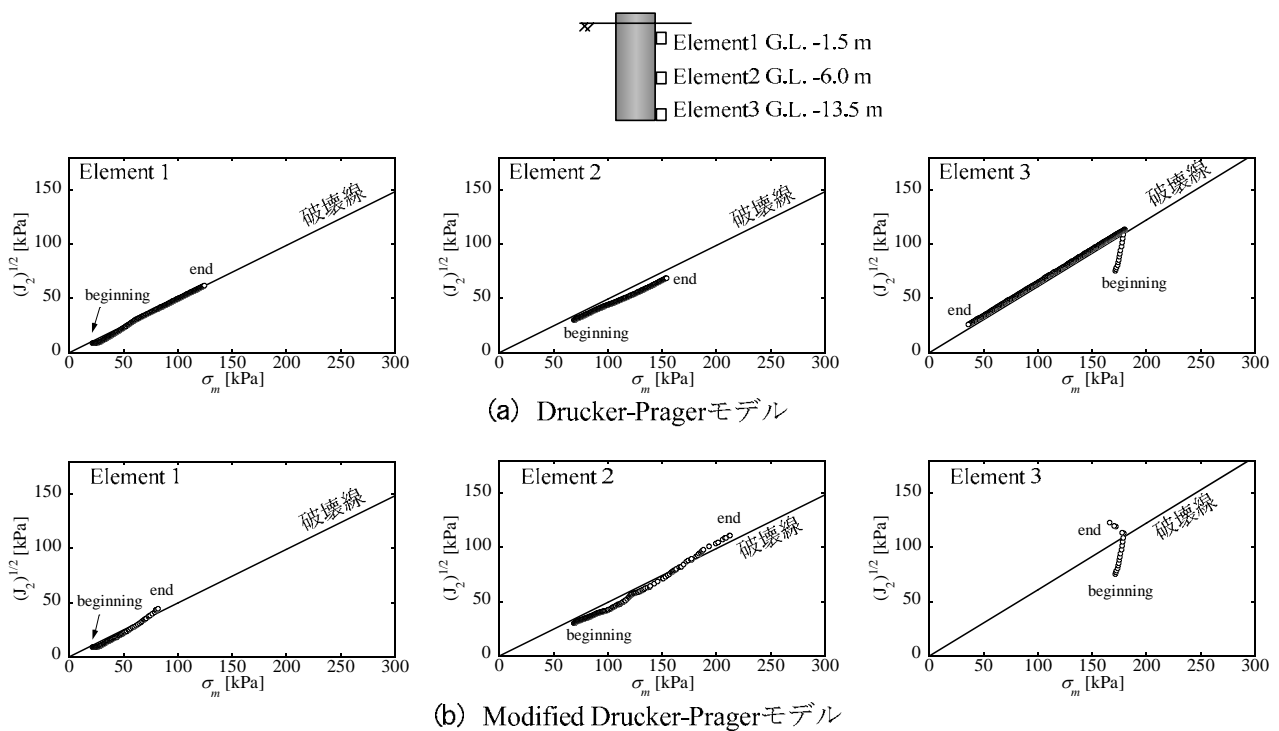


図4-33 ケーソン基礎近傍の地盤要素の応力経路 (Case-1)

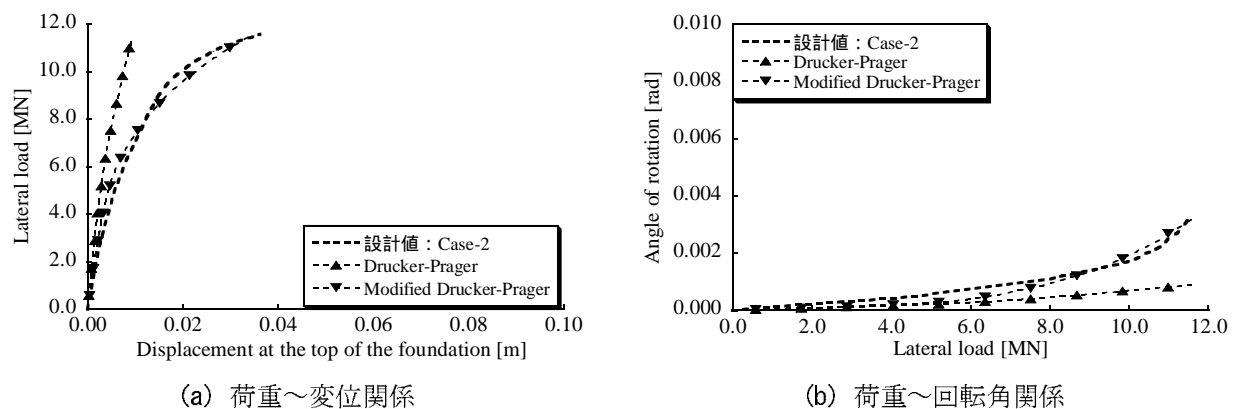


図4-34 鋼管矢板基礎 (Case-2) の解析結果

関係，補強効果と変位の関係ならびに荷重～回転角の関係，水平変位と回転角の抑制効果を示す．なお，水平支持力増加，水平変位抑制効果，回転角抑制効果は，式(3-2)～(3-4)の定義に従うものとする．

これらの図から，剛結合 (Case-3A15)，半固定構造 (Case-3B15)，頂版なし (Case-3C15) の順で水平支持力の増加が認められる．特に，頂版を設置した Case-3A15，Case-3B15 では载荷初期から水平支持力が大きく増加しているのに対し，頂版なしの Case-3C15 では水平支持力増加が 1.0 を下回る傾向が現われた．また，回転角の抑制効果でも同様の傾向が見られる．一方で，Case-1 のケーソン基礎の設計水平震度に相当する荷重 9.5 MN を载荷した場合の水平変位抑制効果および回転角抑制効果を比較すると，Case-3A15 および Case-3B15 のそれぞれの抑制効果

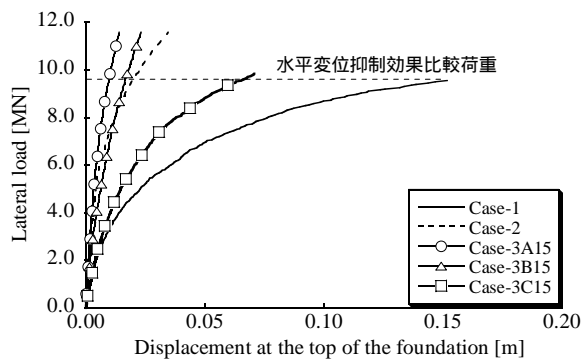


図4-35 荷重～変位関係

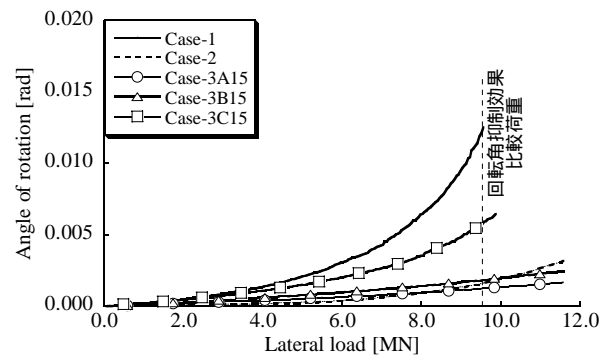


図4-36 荷重～回転角関係

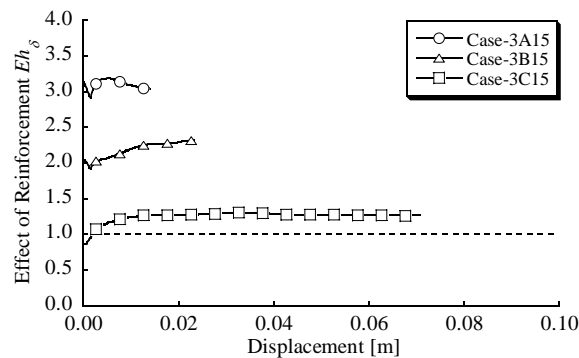


図4-37 水平支持力増加の比較

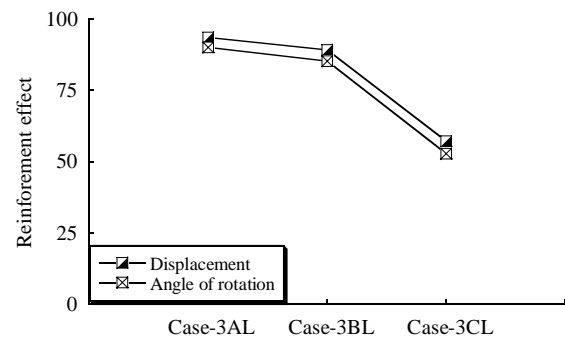


図4-38 水平変位および回転角の抑制効果の比較

は 80～90 % と荷重初期の段階と同様にかなり高い値を示しているが、Case-3C15 の頂版なしでも 50 % 程度の抑制効果が現われた。第 3 章の遠心模型実験における考察で示したとおり、設計水平震度に相当する荷重を載荷した時に、鋼管矢板基礎内部の地盤反力影響範囲が鋼管矢板部分に到達し、鋼管矢板が変形、変位したことで基礎周辺地盤の反力が得られたものと考えられる。

上述のとおり、頂版の結合構造による補強効果への影響が生じた原因を考察したが、より詳細に補強効果発現メカニズムを把握するために、鋼管矢板の断面力分布、鋼管矢板基礎の水平荷重分担率、継手のせん断力分布、基礎と周辺地盤の変形の様子を検証する。

(2) 鋼管矢板の軸力と曲げモーメント分布

図 4-39 に示す軸力分布より各ケースで見られる特徴を以下に列挙する。なお、軸力は正の値を圧縮力としている。

Case-2、Case-3A15 では荷重方向に対して前方に位置する鋼管 (Pile-13、Pile-19) には圧縮力 (正) が作用し、後方に位置する鋼管 (Pile-1、Pile-7) では引張力 (負) が作用する。

Case-3A15 では Case-2 と比較して、鋼管に作用する軸力が小さい。

Case-3B15、Case-3C15 では各鋼管に軸力の発生が見られない。

図 4-40 に示す曲げモーメント分布からは、次の特徴が挙げられる。

全ケース、全ての鋼管矢板において降伏モーメント (960 kN-m) を超えることはない。

Case-3B15 が最も大きな曲げモーメント値を示し、Case-2、Case-3A15 の順に小さくなる。

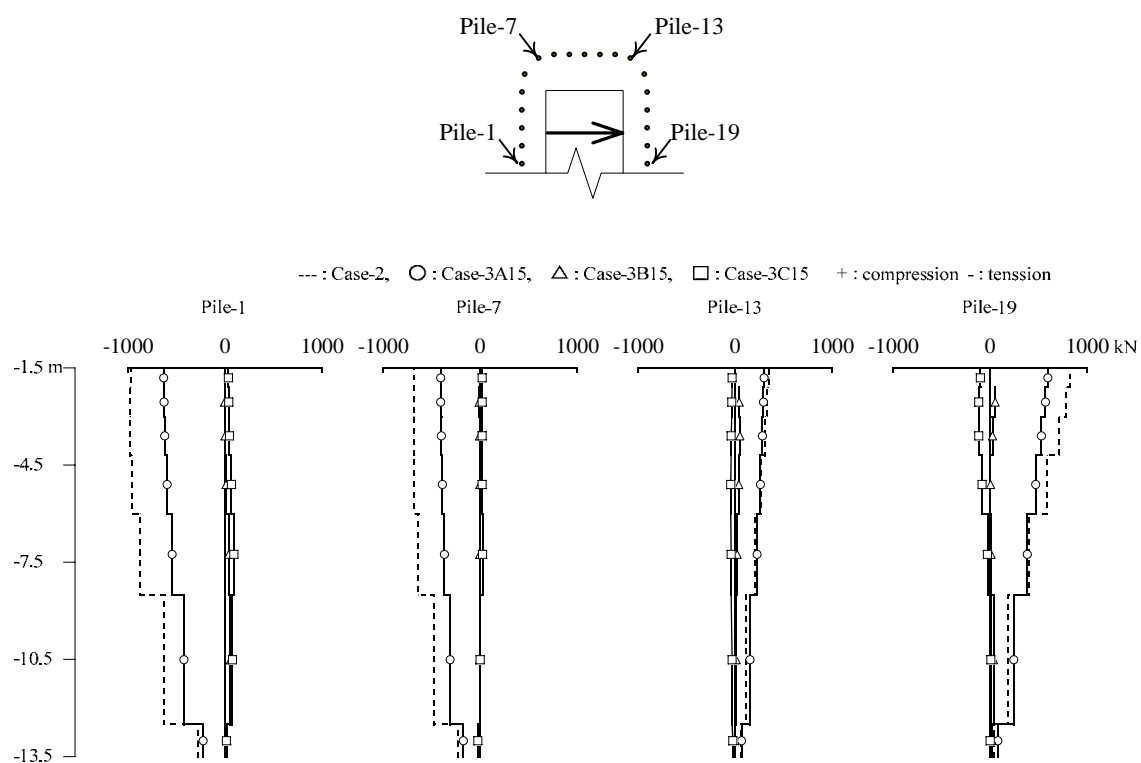


図 4-39 鋼管矢板の軸力分布（設計水平震度に相当荷重を載荷）

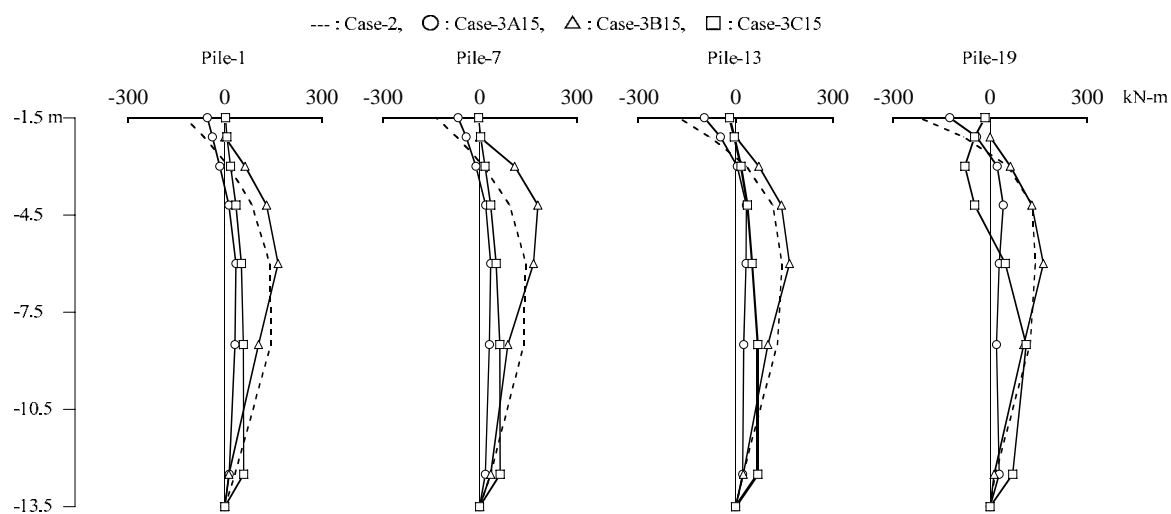


図 4-40 鋼管矢板の曲げモーメント分布（設計水平震度に相当荷重を載荷）

Case-2, Case-3A15 では、鋼管が載荷方向に対し後方に位置するほど最大曲げモーメント発生位置が深くなる。

Case-3C15 では、Pile-1, 7, 13 の曲げモーメント分布形状は概ねその他のケースの鋼管矢板と同じであるが、Pile-19 のみ大きく異なる分布形状を示す。

Case-3B15 では、鋼管矢板の位置によらず曲げモーメント分布が等しく、鋼管矢板基礎が一体となって挙動している。

(3) 鋼管矢板の水平荷重分担率

図 4-41 に鋼管矢板の水平荷重分担率を示す．横軸に与えた水平荷重を，縦軸に頂版直下に位置する鋼管矢板に発生するせん断力（19 本分の合計）をとり，鋼管矢板が分担する水平荷重の割合を百分率で表記している．

Case-2 では，5 MN 荷重時までは，約 40 % の分担率を示し，その後分担率はなだらかに増加し，10 MN 荷重時にはほぼ 50 % に達する．残りの水平荷重は，頂版端部よりも上方に位置する地盤の抵抗により分担されていると考えられる．また，鋼管矢板の水平荷重分担率に変化が見られる 5 MN あるいは 10 MN は，荷重～変位関係で勾配が急増する点とほぼ一致している．すなわち，地盤要素の破壊により，頂版端部よりも上方に位置する地盤による抵抗が鋼管矢板への負担へと変化したものと考えられる．

Case-3A15，Case-3B15 では，Case-2 と比べて鋼管矢板の分担率は小さいものの，荷重荷重が増加するにつれて分担率が増加する傾向は見られる．Case-3A15 での分担率は約 20 % ～ 30 % と推移し，Case-3B15 では約 40 % ～ 48 % と推移する．

また，各鋼管矢板の位置による分担率の差異を検討した図を図 4-42 に示す．この図より，いずれの場合もケーソンに対し前方に位置する鋼管矢板の負担が大きいことは確かであるが，特に Case-3B15 においてその特徴が顕著に見られる．

さらに，図 4-43 に示す鋼管矢板のせん断力深度方向分布からも，Case-2，Case-3A15，Case-3B15 は，ほぼ同じ分布形状を示し，鋼管位置が荷重方向に対し後方に位置するほど値が小さくなることを確認できる．一方で，Case-3C15 では，前方鋼管矢板のみ特異な分布形状を示す．

(4) 継手のせん断力

図 4-44 に継手のせん断力分布を示す．図中に継手の降伏耐力（200 kN/m）をあわせて表記している．Case-2 ならびに Case-3A15 では，荷重方向に対し直列に位置する継手（8～12）が

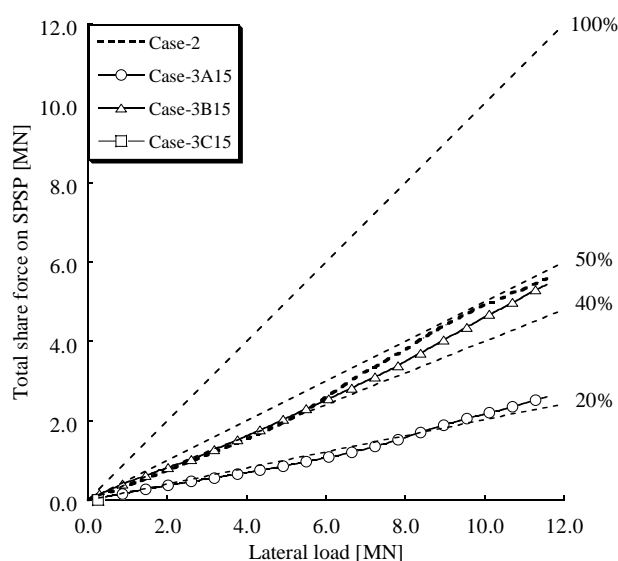


図4-41 鋼管矢板基礎の水平荷重分担率

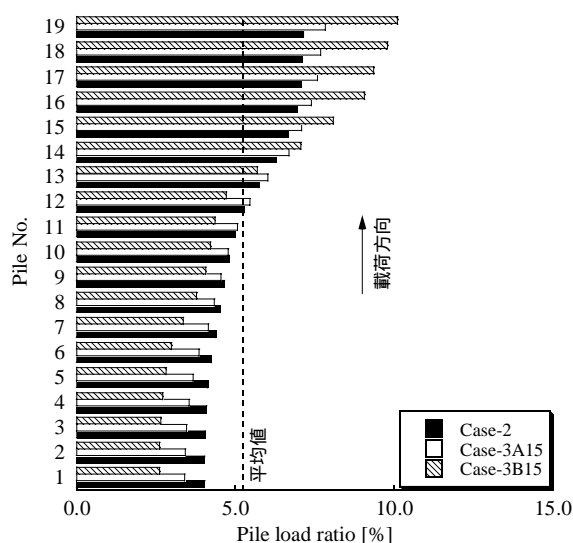


図4-42 鋼管矢板の水平荷重分担率

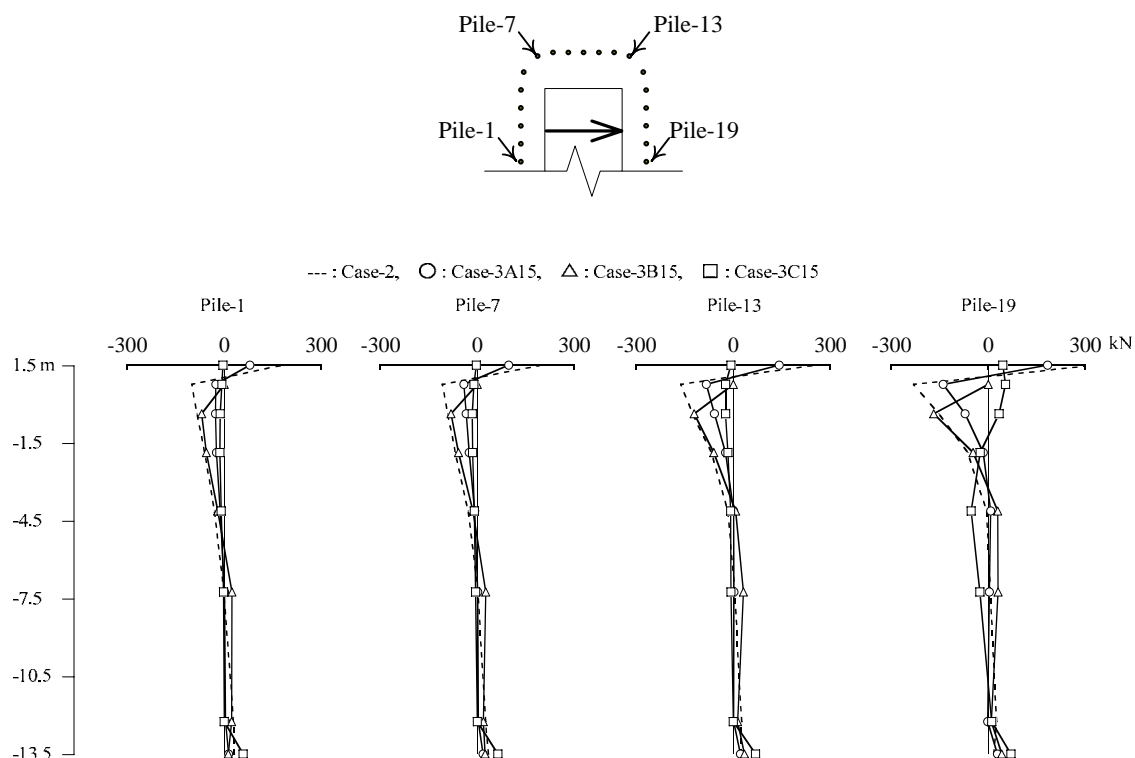


図 4-43 鋼管矢板のせん断力分布（設計水平震度に相当荷重を載荷）

設計水平震度において降伏している．しかし，Case-3B15 と Case-3C15 では降伏している継手はない．また，Case-2 と Case-3A15 の継手の降伏は，地表面に近い位置から地中部へと伝達され，Case-3A15 では Case-2 よりも継手の降伏が遅れる．

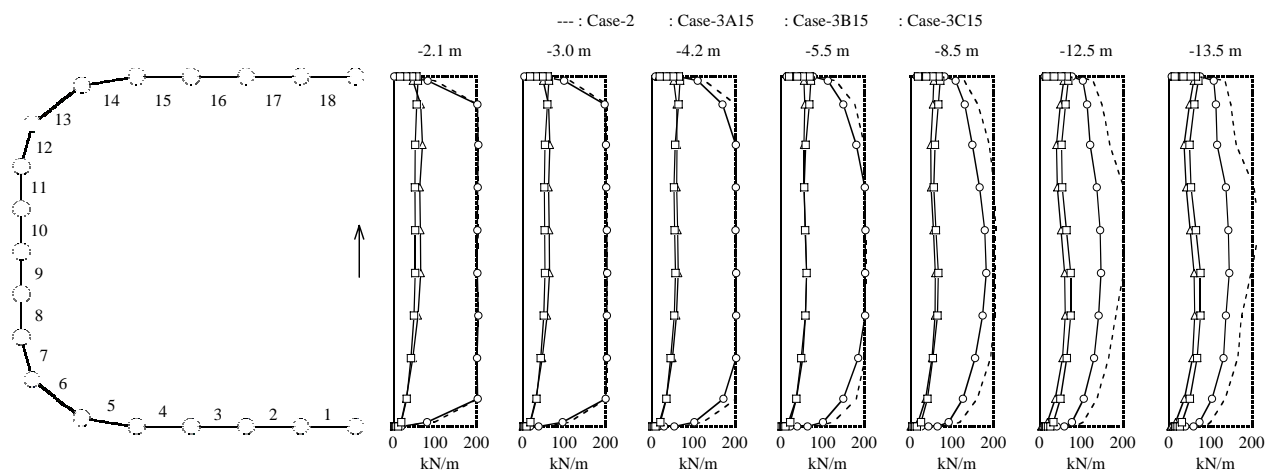
(5) 鋼管矢板基礎と頂版ならびに地盤の変形

図 4-45 に設計水平震度での AA 断面における鋼管矢板と頂版の変位分布，図 4-46 に基礎と地盤の変形の様子を示す．図 4-45 より，Case-2 と Case-3A15 では頂版の水平変位と回転挙動に伴い，前方鋼管矢板（Pile-19）は水平方向の変位とともに鉛直下方に押し込まれる方向で変位し，逆に後方鋼管矢板（Pile-1）は鉛直上方に引き上げられる．一方，Case-3B15 では頂版の水平変位と回転挙動に関わらず，鋼管矢板における鉛直方向の変位がほとんど見られない．また，図 4-46 より頂版を設置した Case-3A15 や Case-3B15 と，頂版を設置しない Case-3C15 で鋼管矢板基礎内部の地盤の変形が大きく異なり，頂版を設けることで鋼管矢板へ直接的に力が伝達されていることが把握できる．

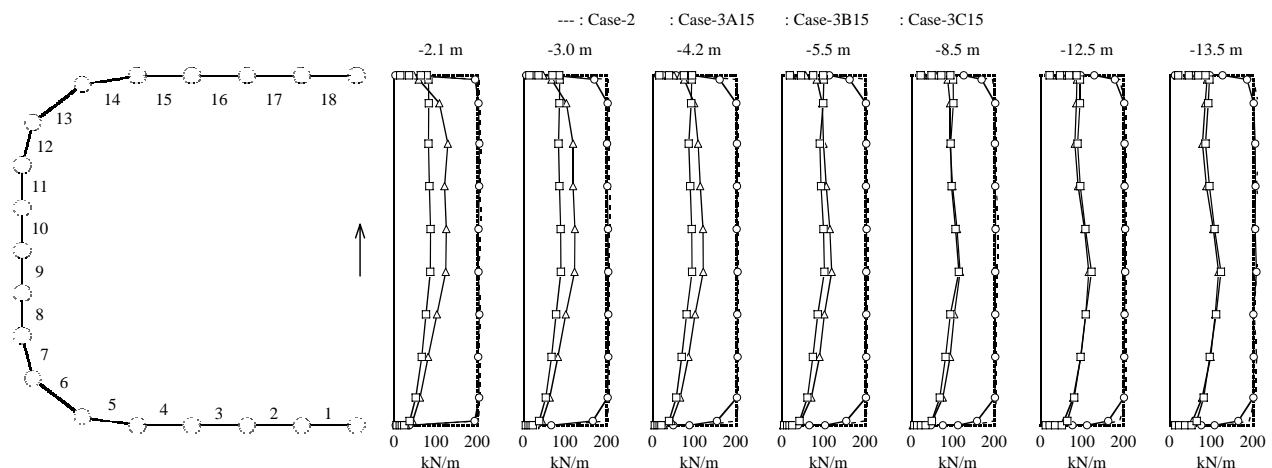
(6) 補強効果発現メカニズムに関する考察

以上に述べた解析結果から，それぞれの補強メカニズムを推察すると次のようになる．

Type-A（剛結合）では，既設ケーソンと鋼管矢板基礎が剛結合されることで，一体となって挙動する．そのため，前面載荷幅が鋼管矢板基礎の外径となることによる地盤反力の増加，鋼管矢板自体の曲げ抵抗，鋼管矢板の先端支持力ならびに摩擦抵抗が得られ，水平支持力が増加したと考える．解析では，鋼管矢板の体積を考慮しないモデル化を行ったため，鋼管矢板基礎の前面水平抵抗幅を過小評価している点には注意が必要である．



(a) 設計水平震度の 1/2 に相当する荷重を載荷時



(b) 設計水平震度に相当する荷重を載荷時

図 4-44 継手のせん断力

また、鋼管矢板の継手のせん断降伏は設計水平震度では載荷方向に対し直列に位置する継手全てに広がるが、接線方向の引張力は耐力よりはるかに小さい。

Type-B（半固定構造）では、水平力はまず頂版を介して全ての鋼管矢板に伝達される。その分担は前方鋼管矢板が最も大きく、矢板の継手を介して側方および後方鋼管矢板が次々と引っ張られる傾向も見られる。水平支持力の増加は、載荷幅の増加による地盤反力の増加、鋼管矢板の曲げ抵抗によるものである。また、Type-A で期待される鋼管矢板の先端支持力や摩擦抵抗力が Type-B では発揮されないため、鋼管矢板への水平荷重分担率、鋼管矢板の曲げモーメントが Type-A と比べて大きくなる。ただし、その場合も鋼管矢板が降伏モーメントに達することはない。

また、継手のせん断力、接線方向の引張力ともに、最大荷重時においても耐力より小さい。

Type-C（頂版なし）では、荷重の増加に伴いケーソンが変位し、ケーソン前方の地盤が圧

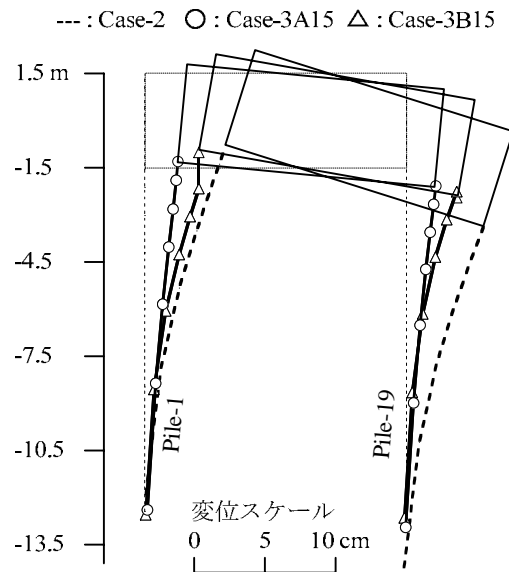


図4-45 設計水平震度に相当する荷重を載荷時の鋼管矢板基礎の変形の様子

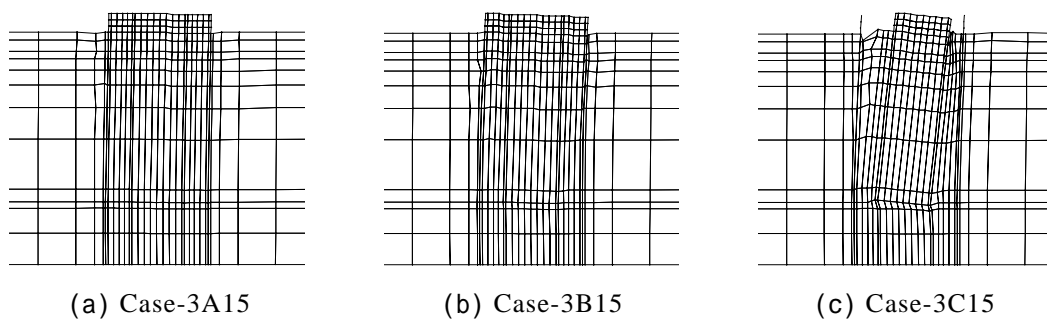


図 4-46 設計水平震度に相当する荷重を載荷時の基礎と地盤の変形の様子

縮され地盤反力を発揮しつつ，さらに前方に位置する鋼管矢板を変形させる．その変形により 鋼管矢板の外側に位置する地盤の反力が得られるものと考えられる．このように，鋼管矢板より外側の地盤による反力を得られるまでには，ある程度ケーソンが変位することが必要となるため，補強効果が出るのに遅れが生じたものとする．また，継手のせん断力あるいは接線方向の引張力は，最大荷重時においても耐力より小さい．

4.4.6 鋼管矢板の根入れ長さによる影響

鋼管矢板を支持層まで根入れさせず中間層に留めても，必要な水平耐力の増加が得られるのであれば，鋼管矢板基礎増設工法を経済的に設計することができる．そこで，表 4-3 に示したように鋼管矢板長を短くした場合の水平支持力増加，回転角抑制効果ならびに補強メカニズムへの影響を検討した．

図 4-47 に鋼管矢板長と水平支持力増加の関係を示す．なお，図中の水平支持力増加は，最大荷重載荷時の補強効果を用いている．この図より，鋼管矢板長が短くなることで補強効果が小

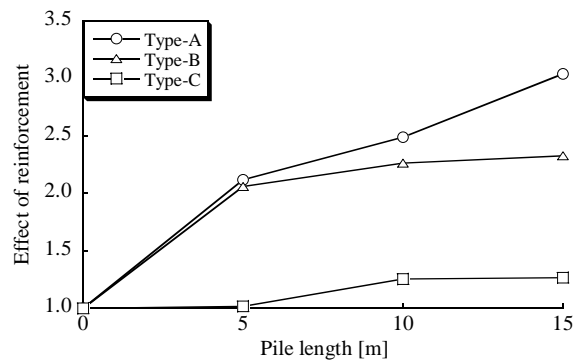


図4-47 頂版の結合構造および鋼管矢板長さによる
水平支持力増加への影響比較

さくることがわかる。剛結合と半固定構造では，鋼管矢板長が長くなるにつれ補強効果に差が生じる。これは，Type-A での水平支持力増加の一因として考えられる鋼管矢板の摩擦抵抗は鋼管矢板長に大きく影響され，長ければ長いほどその抵抗は大きくなると考えられる。ゆえに，鋼管矢板の摩擦抵抗がほとんどない Type-B との間に顕著な違いが現われた。なお，Type-C では頂版を設けた場合と比較すると，ほとんど補強効果が得られないと結論付けられる。

また，今回の解析条件では鋼管矢板長が補強効果発現メカニズムに大きな影響を与えることはなく，頂版の結合状態で補強効果発現メカニズムは決定されることを確認した。

4.4.7 まとめ

鋼管矢板基礎増設工法の適用性の検証ならびに補強メカニズムの詳細な把握を目的として，実大ケーソン基礎に対する三次元有限要素解析を実施した。

これらの解析結果から得られた知見をまとめると，以下のとおりである。

鋼管矢板基礎増設工法は，ケーソンと鋼管矢板基礎を頂版で結合し，直接，鋼管矢板へ力を伝達させることで補強効果を発揮する構造体である。

ただし，ケーソンと頂版，あるいは頂版と鋼管矢板基礎の結合構造は，必ずしも従来どおりの剛結合構造を用いる必要がなく，水平力のみを伝達するような簡便な結合構造（例えば，コンクリートで間詰めした場合）でも十分補強効果を得られる場合がある。

補強効果が得られる要因として，前面載荷幅が鋼管矢板基礎の外径となることによる地盤反力の増加，鋼管矢板自体の曲げ抵抗が挙げられ，剛結合構造の場合には鋼管矢板の先端支持力ならびに摩擦抵抗も考慮する必要がある。

鋼管矢板基礎の水平荷重分担率は，半固定構造の方が剛結合の場合よりもやや大きく，概ね全水平荷重の 50 % を分担している。残りをケーソン基礎あるいは周辺地盤が分担しているものと考えられる。

各鋼管矢板の水平荷重分担は，基礎前面に位置する鋼管が後方に位置する鋼管よりも大きい。特に，半固定構造ならびに頂版のない場合に顕著である。前方の鋼管矢板の分担率が大きいいため，後方の鋼管は前方に引っ張られる形で追従し，曲げモーメントやせん断力は後方鋼管矢板で小さくなる傾向がある。

継手のせん断降伏は，鋼管矢板と頂版を剛結合させると載荷の初期段階から発生する。逆

に，半固定結合構造や頂版のない場合にはせん断降伏は生じない．一方，接線方向の引張力はいずれの場合も耐力を上回ることはない．

鋼管矢板の先端支持力ならびに摩擦抵抗が期待できる剛結合では，鋼管矢板長による補強効果の差異が著しい．一方，半結合構造では一定長さ以上の鋼管矢板を根入れさせると，支持層まで根入れさせた場合の補強効果とほとんど違いがない．ゆえに，半固定構造を適用して経済的に補強設計できる場合や，剛結合を採用して鋼管矢板長さを支持層まで根入れしなければ必要とされる補強効果を得られない場合がある．

以上の結果から，対象とした補強検討事例において経済性，安全性の面で最適な補強構造は，頂版の結合構造が半固定構造で，鋼管矢板の長さが 5 ～ 10 m まで根入れした場合であると結論付けられる．

第5章 鋼管矢板基礎増設工法の最適設計手法の提案

5.1 概説

本研究では、鋼管矢板基礎増設工法の設計上の課題を克服するために、簡便な補強構造を提案し、その力学特性、補強効果を定量的に把握してきた。その結果、簡便な補強構造も十分な補強効果を発揮し、より経済的な補強工法へと発展する可能性を示した。そこで、本章では、従来の補強構造のみならず、簡便な補強構造も選択可能とするために、これまでの研究成果を活用した鋼管矢板基礎増設工法の最適設計手法を提案する。

5.2 設計の基本的な考え方と設計フロー

設計の基本的な考え方は、既設基礎の耐震性能照査を行い、耐震性能が不足している場合に適用するものとし、必要な耐力、補強要因、および既設ケーソンの剛性などの補強条件に応じて最適な補強構造 a)頂版の結合構造、b)鋼管矢板長さを選定し、設計することである。これにより、剛結頂版および鋼管矢板の支持層までの根入れを原則とする従来の補強構造だけでなく、簡便な補強構造を加えることで設計者の選択肢が増え、設計の自由度を高めることができる。なお、鋼管矢板基礎増設工法の適用範囲は、主に既設道路橋のケーソン基礎の耐震補強とする。

図 5-1 に設計フローを示す。最初に、従来の解析法を用いて既設基礎の耐震性能照査を行う。耐震基準を満足していないと判断された場合に、必要水平耐力増加倍率を算出する。つぎに、補強対象となる既設ケーソンの形状寸法、鋼管矢板の打設や鋼管矢板と既設ケーソンの結合工等の施工条件も考慮して、鋼管矢板基礎の断面や形状を決定する。続いて、これまでの実験結果および解析結果に基づいたひとつのグラフを用いて、補強構造を一次選定する。最終的に、既設ケーソン基礎および鋼管矢板基礎のそれぞれを骨組モデル化した三次元骨組構造解析法を用いて、耐震性能の照査を行う。

以下では、設計フローに従い、5.3 既設基礎の耐震性の照査、5.4 必要水平耐力増加倍率の算出法、5.5 鋼管矢板断面・井筒形状の決定の仕方、5.6 鋼管矢板基礎増設構造の一次選定手法、5.7 鋼管矢板基礎増設構造の耐震性照査の順で説明する。

5.3 既設ケーソン基礎の耐震性の照査

5.3.1 補強の可否判定

補強の可否判定や補強設計を実施するにあたり、構造諸元調査、地盤条件調査、施工条件調査および損傷状況調査を行う必要がある。

(1) 構造諸元調査

既設基礎の調査にあたって、まず、設計図書に基づき基礎種別、径や長さなどの諸元、配筋、仕様材料を調査する。また、設計計算書などにより基礎の設計条件を調査する。古い時代の橋梁等で構造諸元が明らかでない場合や損傷が懸念される場合には非破壊試験による調査が望ましい。なお、設計計算に用いるコンクリート強度や地盤の強度、変形特性などの各種定数は既設基礎の調査結果に基づいて定めてよいとする。

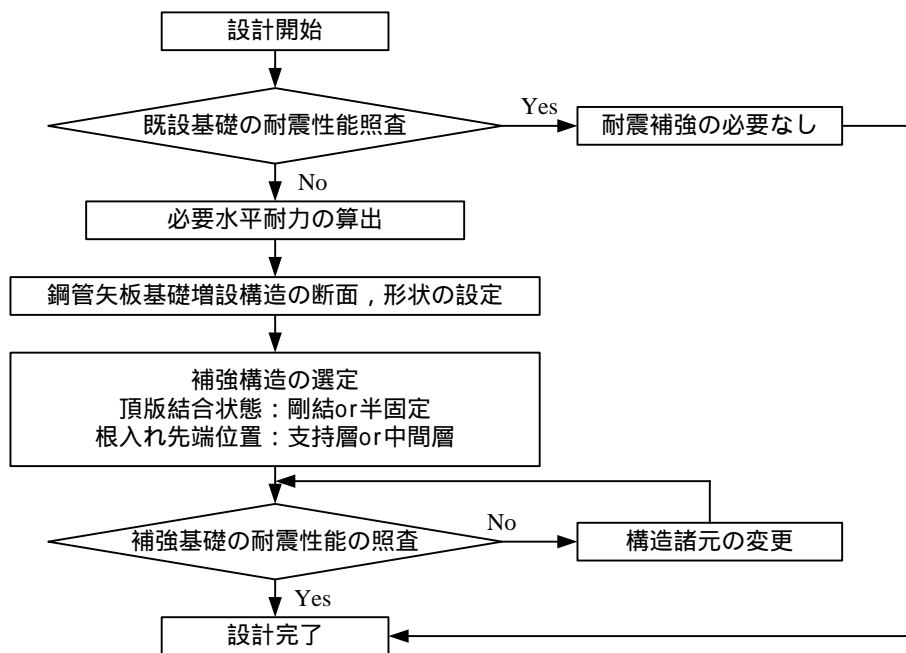


図5-1 補強設計フロー

(2) 地盤条件調査

地盤調査結果や基礎の設計計算書等の既存資料により，土質条件を調査する．また，補強設計を実施する前に，既存資料で不足している項目を補うための土質調査を実施する必要がある．なお，液状化対策設計を実施する前に，土質調査とあわせて地下水位の調査を実施する必要がある．

(3) 施工条件調査

既設基礎の補強は一般に橋梁桁下での施工となり，新設基礎に比べて施工に際しての制約条件が多い．したがって，施工条件を考慮した補強設計を行う必要があるため，基礎の補強設計実施に際して施工条件調査を実施するのが望ましい．

施工条件調査では，作業空間，近接構造物，交通状況，地下埋設物，環境条件等を調査し，基礎の補強工法，補強規模，施工機械，仮設計画を決定する必要がある．

(4) 損傷調査

基礎の補強設計実施に際し，基礎が当初設計どおりの性能を満足していることが前提となるため，周辺地盤などの変状が見られるなど基礎の損傷が発生している可能性のある場合は，損傷調査を実施することが望ましい．また，損傷調査は非破壊試験や試掘，載荷試験等により行うことが望ましい．

5.3.2 耐震性の照査

(1) 常時，暴風時およびレベル1地震時

常時，暴風時およびレベル1地震時の既設ケーソン基礎の耐震性の照査は，原則として，道路橋示方書 下部構造編によるものとし，安定性を満足するかを判定する．詳細は，2.2.2 (1) b)で示している．

(2) レベル2地震時

レベル2地震時に対する既設ケーソン基礎の耐震性の照査は，原則として，道路橋示方書 下部構造編，耐震設計編によるものとし，安定性を満足するかを判定する．詳細は，同じく 2.2.2 (1) b)に既出である．

5.4 必要水平耐力増加倍率の算出法

基礎の耐力を増加させる方法を選択する場合に、必要水平耐力増加倍率を算出して補強構造を選定することが望ましい。設計実務の簡素化を考慮し、必要水平耐力増加倍率を求め、5.6 で後述する鋼管矢板基礎増設構造の一次選定に従い補強構造形式を選定する。ここでの必要水平耐力増加倍率 k_{hr} とは、設計水平震度 k_{hp} を既設ケーソン基礎の降伏震度 k_{hyF} で除して求めた値である（図 5-2 参照）。

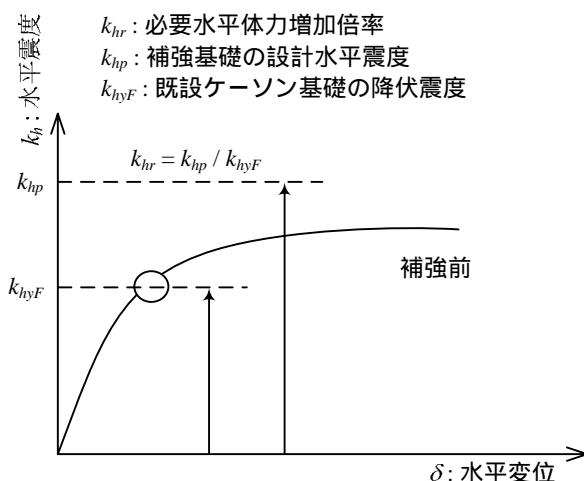


図5-2 必要水平耐力増加倍率の定義

5.5 鋼管矢板断面・井筒形状の決定の仕方

鋼管矢板は、JISA5530 の規格に適合するものを用いる。鋼管矢板の板厚は、設計上必要となる板厚を確保するとともに、鋼管矢板の取扱いや運搬性等を考慮して、 t/D が 1.1 % 以上で 9 mm 以上とする。

鋼管矢板基礎の井筒形状は、補強対象となる既設ケーソンの形状寸法のほか、鋼管矢板の打設、鋼管矢板と既設ケーソンの結合工等の施工条件も考慮して決定するものとする。鋼管矢板の打設は、既設橋梁下での空頭制限下での施工および既設ケーソン基礎との近接施工となるため、両者の制約条件に対応可能な施工法を選定する必要がある。例えば、圧入工法、低空頭型の中掘工法等の施工事例がある。鋼管矢板断面・井筒形状を仮定する場合は、施工機械が対象とする鋼管矢板の径、および施工に必要な鋼管矢板と既設ケーソンの離隔を考慮する必要がある。

また、頂版結合構造を半固定構造とする場合には、鋼管矢板と既設ケーソン基礎は打設施工から決まる最小離隔で決定してよいこととする。しかし、頂版を剛結合させる場合には、結合鉄筋の配置などを考慮して、鋼管矢板と既設ケーソンの離隔を決定する。

5.6 簡便な構造選定手法（ノモグラム）

耐震性能照査をする上で、頂版の結合構造（剛結または半固定）および鋼管矢板の支持層への根入れの要否を判断する目安となる一次選定図（図 5-3 参照）を用いる。この図は、横軸を剛性比（鋼管矢板基礎の曲げ剛性 / ケーソン基礎の曲げ剛性）、縦軸を必要水平耐力増加倍率としており、頂版の結合構造、鋼管矢板長さや地盤条件が異なる、これまでに実施した実験および解析結果をプロットしたものである。なお、ここにブ

ロットする補強効果とは、変位の増加に伴い補強効果が一定値に減少・収束するという傾向を考慮し、その収束値を用いている。これにより安全側の評価を行っている。実際の補強構造の一次選定段階では、剛性比ならびに必要な水平耐力増加倍率は既知であり、その各値が交差する位置（図中に示す印）により a)剛結・支持層, b)剛結・中間層, c)半固定・支持層, d)半固定・中間層のいずれかの補強構造を選定することになる。このようにして簡単に補強構造を選定し、6.5において仮定した鋼管矢板断面・井筒形状に対し、耐震性能照査を実施する。次ステップにおいて、三次元骨組構造解析法で詳細な耐震照査を行い、補強構造を評価することとする。

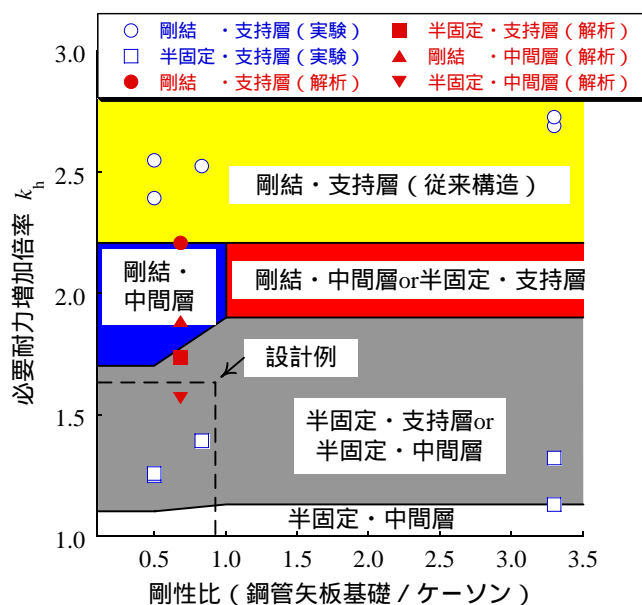


図5-3 補強構造一次選定図（ノモグラム）

5.7 鋼管矢板基礎増設構造の耐震性照査

5.7.1 耐震性能照査

(1) 常時、暴風時およびレベル1地震時

既設ケーソン基礎がレベル1地震時の安定性照査を満足しない場合に、レベル1地震時に対する補強設計を行う。作用荷重は、荷重の載荷順序および荷重分担を考慮し、実際の載荷状態を適切に設定する。照査項目は、既設ケーソン基礎では、基礎底面の鉛直地盤反力度とせん断地盤反力、ケーソン基礎の水平変位および応力度であり、鋼管矢板基礎では、鋼管矢板の鉛直反力、水平変位および応力度となる。なお、構造解析モデル、荷重分担および抵抗特性はレベル2地震時と共通するため、次項で後述する。

(2) レベル2地震時

既設ケーソン基礎がレベル2地震時の安定性照査を満足しない場合に、レベル2地震時に対する補強設計を行う。作用荷重は荷重の載荷順序および荷重分担を考慮し、実際の載荷状態を適切に設定する。その際、基礎設計に用いる設計水平震度 k_{hp} を用い、鋼管矢板基礎増設構造の天端に作用する荷重（水平力および曲げモーメント）を算出し、安定照査を行う。橋脚躯体が十分大きな終局水平耐力を有している場合、もしくは液状化が生じる場合は、応答塑性率の照査を行う。照査項目は、耐力照査、応答塑性率照査、変位照査、部

材照査となる。

a) 耐力照査 (図 5-4 参照)

鋼管矢板基礎増設構造の降伏震度 k_{hyF} を求め、基礎設計に用いる設計水平震度 k_{hp} と比較し、 k_{hp} が k_{hyF} を超えないことを照査する。鋼管矢板基礎増設構造の降伏震度の求め方は、上部工の慣性力作用位置における水平震度～変位関係で水平変位が急増する点とし、 $\log k_h \sim \log \delta$ 法により求める。

b) 応答塑性率照査 (図 5-5 参照)

橋脚躯体が十分大きな終局水平耐力を有している場合、もしくは液状化が生じる場合は、鋼管矢板基礎増

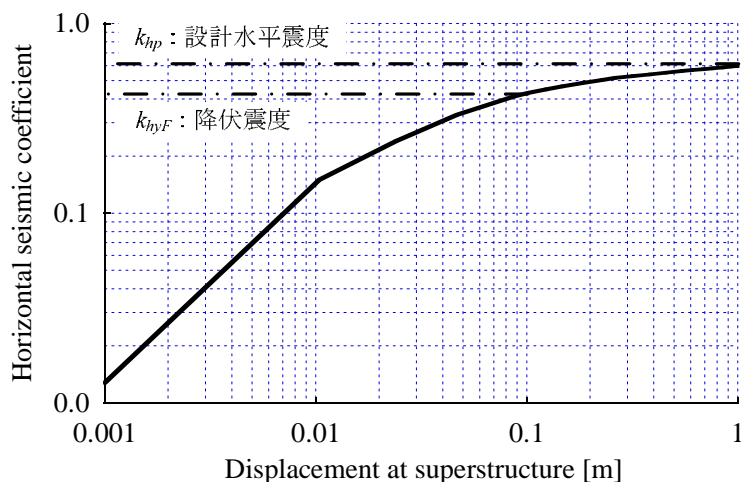


図5-4 $\log k_h \sim \log \delta$ 法による降伏震度 k_{hyF} 判定と耐力照査例

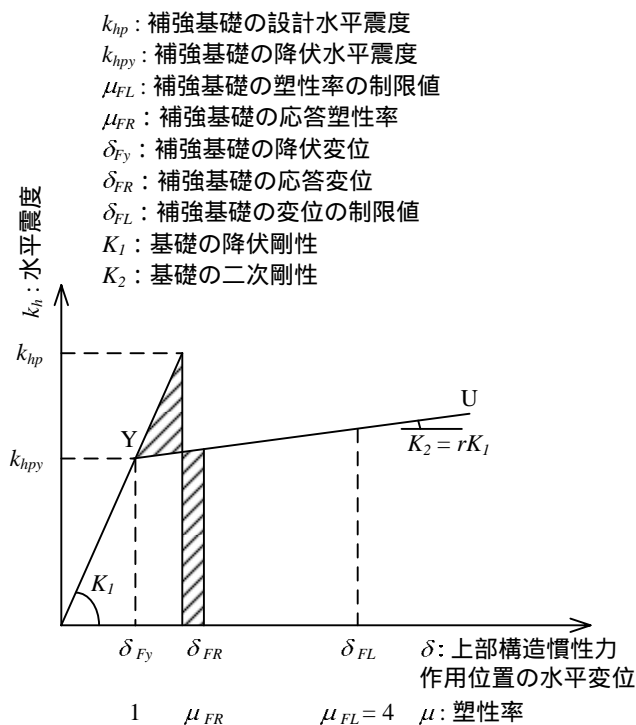


図5-5 応答塑性率の照査

設構造の応答塑性率の照査を行い、応答塑性率が制限値以下であることを照査する。なお、塑性率の制限値は、鋼管矢板基礎に準拠し4とする。

c) 変位照査

設計水平震度 k_{hp} 作用時の基礎天端の回転角が、あるいは応答塑性率照査時に求めた応答変位(回転角)が、制限値以下であることを照査する。回転角の制限値の目安は、0.02 rad とする。

d) 部材照査

設計水平震度 k_{hp} 作用時、あるいは応答変位に相当する水平震度作用時における既設ケーソン基礎本体の部材照査を行う。また、頂版剛結の場合には、頂版の部材照査も行う。具体的には、既設ケーソン基礎では曲げモーメントの照査では終局曲げモーメント、せん断力の照査では部材のせん断耐力を超えないことを照査する。また、頂版は降伏曲げモーメントおよびせん断耐力を超えないこととする。

5.7.2 構造解析モデルと荷重分担

鋼管矢板基礎増設工法は既設ケーソン基礎と新設鋼管矢板基礎との複合構造体である。水平力および曲げモーメントはケーソン基礎と鋼管矢板基礎にそれぞれ分担させることで、より経済的な補強構造を設定できることから、ケーソン基礎および鋼管矢板基礎を三次元の骨組でモデル化し、複合構造を一体として解く解析手法を用いることが望ましい。その解析手法は、三津田⁴⁵⁾が開発した鋼管矢板基礎の継手の力学特性を適切に反映させているという特徴を有する三次元骨組構造解析手法を基本としたもので、本解析手法用に現在改良中のものを用いる。

荷重分担は、荷重の載荷順序を考慮して、既設ケーソン基礎の鉛直死荷重を既設ケーソンが負担し、増し頂版重量および上載土重量は既設ケーソンと鋼管矢板基礎とで半分ずつ分担する。水平力および曲げモーメントは、頂版結合構造や剛性比、ならびに基礎の変形の増加とともに分担率が変化する傾向があるため、基礎天端に所定の水平荷重および曲げモーメントを作用させ、既設ケーソンと鋼管矢板基礎に分担させることとする。

5.8 まとめと課題

本章では、鋼管矢板基礎増設工法の経済的かつ合理的な設計手法を提案した。特に、本研究の成果を反映させた箇所は、補強構造（頂版の結合構造および鋼管矢板の長さ）を簡便に選択できる手法、ならびにケーソン基礎および鋼管矢板基礎を三次元の骨組でモデル化し、複合構造を一体として解く解析手法である。

前者は、本研究で提案している簡便な補強構造を採用する判断の目安となり、より合理的な、すなわち必要な水平耐力のみを必要なだけ補強できる設計を可能とする。

後者は、統一的な解釈もないままに、各基礎の荷重分担を設定し、それらの荷重に対する安定性照査を各基礎個別に検証していた従来の設計に対し、複合構造を一体として解く手法であることから、より実際の挙動を忠実に予測可能となるため、経済性を追及した補強構造の選択に理論的な裏づけを与えられる。

しかしながら、上記の設計手法には解決すべき課題がいくつか残されている。まず、補強構造一次選定手法に用いるノモグラムについては、様々な地盤条件、補強対象に対して数値解析による結合構造・剛性比・補強効果の相関関係に関する評価を行い、ノモグラムの精度向上に努める必要がある。とはいえ、本論文で実施してきたように、全ての耐震補強適用事例に対し、三次元弾塑性有限要素解析による評価を行うことは現実的ではない。そこで、先述した三次元骨組構造解析手法の適用で対応することが望ましいと考える。

また，三次元骨組構造解析手法では，本補強工法に適用可能なように改良を加える必要性と，その解析手法の妥当性をこれまでの実験結果ならびに三次元弾塑性有限要素解析結果との比較により行う必要性がある．

第6章 結論

本研究では、既設渡河橋梁ケーソン基礎を補強対象とした鋼管矢板基礎増設工法の合理的な設計規範の確立を目的として、静的・動的遠心模型実験と模型実験に対する三次元弾塑性有限要素解析、ならびに実構造物を対象とした三次元弾塑性有限要素解析を実施した。また、これらの解析結果を基に合理的な設計手法の提案を行った。各章で得られた結果を以下にまとめる。

第1章では、本研究の背景として、既設橋梁基礎の耐震補強の必要性、既設基礎耐震補強技術の現状、鋼管矢板基礎増設工法の特徴と課題について述べた。鋼管矢板基礎増設工法を合理的かつ経済的に施工するためには、補強構造や断面形状が補強後の基礎の支持力特性や変形特性に与える影響を評価する手法を確立し、最適設計手法を提案することが望まれる。本研究では、遠心模型実験および模型実験を通じ妥当性を検証した解析手法により、鋼管矢板基礎増設工法に関する基本原理の解明ならびに解明結果を基にした最適設計手法の提案を目的としている。

第2章では、既設基礎の耐震補強技術として、基礎の補強の現状、基礎の補強が必要な事例と各基礎形式の安定性照査項目、基礎の補強の基本的な考え方を説明したのちに、既設基礎耐震補強技術に関する研究および適用事例について述べた。続いて、鋼管矢板基礎増設工法の特徴、施工実績、現状の設計手法ならびにその問題点を示し、これらの課題を克服し合理的かつ経済的な設計基準を確立するための手法として、簡便な補強構造の提案を行った。この提案に対し、本研究で解明すべき課題を整理した。本研究で解明すべき課題とは、簡便な補強構造に対する補強効果の定量的評価ならびに補強効果発現メカニズムの把握であり、従来補強構造と比較検討することである。その際、a) 頂版結合構造、b) 鋼管矢板長、c) 剛性比（鋼管矢板基礎／ケーソン）、d) ケーソンと鋼管矢板の離隔、e) 地盤条件の影響因子に対する補強効果および補強効果発現メカニズムへの影響を検討している。

第3章では、鋼管矢板基礎増設により補強されたケーソン基礎の補強効果ならびに鋼管矢板基礎への荷重伝達機構を解明するために、遠心模型実験を実施した。遠心模型実験では、静的水平荷重を載荷した静的実験と動的水平荷重を載荷した動的实验の二種類を実施し、それぞれの支持力特性の差異について検証した。着目したパラメータは、ケーソンと鋼管矢板基礎の剛性比（鋼管矢板基礎の曲げ剛性／ケーソンの曲げ剛性）、施工性の向上および経済的な施工法の模索を目的とした頂版の結合構造、ならびに種々の地盤で施工されることを想定した支持層の剛性であり、それぞれの影響因子がもたらす支持力特性への影響を検討した。以下に、本実験で得られた知見をまとめる。

ケーソン基礎と鋼管矢板基礎をつなげる頂版を設けることで、荷重が直接鋼管矢板基礎へと伝達されることから、大きな補強効果を発揮する。ただし、頂版の結合構造の簡便化を目的とした頂版を捨てコンで間詰めした構造では、加振とともにクラックが発生し、剛結した場合よりも残留変位が大きくなる傾向があり、クラック発生後の耐震性の照査ならびに頂版補修技術に関する検討が必要となる。

逆に、頂版を設けないと補強効果は小さく、動的荷重載荷時には補強前よりも大きな残留変位が発生する可能性もあるため、頂版を設けない補強方法の導入は避けるべきである。

剛性比の違いによる影響は、水平支持力増加、水平変位抑圧効果、回転角抑圧効果、残留変位の点で確認でき、剛性比の大きい方で抑圧効果が高く、残留変位も小さい傾向にある。また、鋼管矢板基礎に発生する曲げモー

メント（ひずみ量）にも剛性比の小さい方で大きなひずみが発生するといった影響がある．特にその影響が顕著なケースは，剛結した場合と半固定構造の場合の頂版を設けた場合である．これらの結果から，鋼管矢板基礎増設工法の補強構造を決定する上で，剛性比はひとつの重要な設計パラメータとすべきと判断する．

鋼管矢板基礎を増設し頂版を介してケーソンと結合させると，補強基礎の固有振動数は補強前と比べ増加する．すなわち，鋼管矢板基礎の増設は動的振動特性に影響を与えることになり，必要に応じて動的解析を用いた橋梁全体系の耐震性能を評価することが求められる．

支持層の剛性の違いにより鋼管矢板基礎の水平荷重分担への影響が確認されることから，地盤条件による補強効果や荷重伝達機構への影響は大きいと考えられる．ゆえに，支持層の剛性のみならず，各種地盤条件が補強効果ならびに水平荷重の荷重分担に与える影響の検証を実施する必要がある．

鋼管矢板基礎への荷重伝達機構は，頂版の結合構造により大きく異なる．剛結した場合には，鋼管矢板基礎へ鉛直荷重，水平荷重，曲げモーメントが作用し，鋼管矢板の周面摩擦力および先端支持力による回転挙動への抵抗，前面載荷幅の増加に伴う基礎前面の地盤反力増加，ならびに鋼管矢板基礎自身の曲げ抵抗により補強効果を発現すると考えられる．半固定構造では，鋼管矢板基礎へ伝達される荷重は水平荷重のみで，前面載荷幅の増加に伴う基礎前面の地盤反力増加および鋼管矢板基礎自身の曲げ抵抗により補強効果の発現がすると考えられる．頂版を設けないと，基礎内部地盤の変形することで鋼管矢板基礎を変形させ，鋼管矢板の変形により鋼管矢板外部の地盤反力を得ることで補強効果を発現すると考えられるが，頂版を設ける場合よりも効果の発現に時間を要し，得られる効果も小さくなる．

壁式鋼管矢板の増設による効果は，回転角およびケーソン躯体の曲げモーメントの抑制に限られ，井筒式と比較して補強効果は小さい．壁式では基礎前面載荷幅の増加による地盤反力の増加と鋼管矢板自身の曲げ抵抗により効果を発現するものと考えられるが，井筒式では側方に位置する鋼管矢板の存在が前面鋼管矢板と後方鋼管矢板の増設による効果を一層高めていると考えられる．

第4章では，三次元弾塑性有限要素解析コード DGPIL-3D を用いて，地盤～基礎～上部工を一体とした三次元解析を行った．本解析手法を用いて得られた解析結果と **第3章** で示した静的水平載荷実験結果を比較することで，解析手法の妥当性を検証すると同時に，鋼管矢板の断面力や基礎内外の地盤の応力変化から補強効果発現メカニズムを詳細に検証した．実施した遠心模型実験に対する数値解析結果と実構造物を対象とした数値解析の結果から得られた知見をまとめると以下のようになる．

DGPIL-3D を用いることで，ケーソン基礎の力学挙動（荷重～変位関係，荷重～回転角関係）を定量的，定性的に表現可能である．また，鋼管矢板基礎をバイリニア型の梁要素と三種類のばね要素によりモデル化することで，鋼管矢板基礎の荷重～変位関係，及び荷重～回転角関係を適切に評価可能である．その際，基礎の回転挙動を表現するために便宜的に境界層を設け，そのパラメータをケーソン基礎の実験結果とのフィッティングにより決定し，他の全ケースで同じパラメータを用いた．

補強基礎（Case-3AL, Case-3BL, Case-3CL）に対する数値解析の結果，補強基礎の力学挙動（荷重～変位関係，荷重～回転角関係）を定量的，定性的に表現可能であり，頂版の結合構造の違いによる補強効果発現メカニズムへの影響を妥当に評価できる．すなわち，剛結の場合は前面載荷幅の増加に伴う地盤反力の増加，鋼管矢板基礎の先端抵抗による回転挙動抑制効果，鋼管矢板基礎の曲げ抵抗により補強効果を発現し，半固定構造では前面載荷幅の増加に伴う地盤反力の増加，鋼管矢板基礎の曲げ抵抗により補強効果を発現する．頂版なしでは，載荷初期において鋼管矢板基礎内の地盤が圧縮されることで地盤反力を発揮し，水平変位増大とともに地盤反

力を受ける影響範囲が拡大を続ける。その影響範囲が鋼管矢板基礎に到達するとわずかな補強効果を発揮する。頂版の結合構造が鋼管矢板基礎の水平荷重分担率に大きく影響することを解析的に実証した。すなわち、水平変位（あるいは水平荷重）の増加とともに鋼管矢板基礎への水平荷重の分担が増加する傾向と、載荷初期段階では半固定構造の方が剛結と比べて大きな水平荷重分担を呈することを確認した。ただし、鋼管矢板基礎が分担する水平荷重は、フーチング直下に位置する各ビーム要素の載荷方向のせん断力の総和として算出するため、実験結果のそれとは意味合いが多少異なる。

続いて、実験のシミュレーションによりその妥当性を確認した解析手法を用いて、実大基礎レベルにおける鋼管矢板基礎増設工法の適用効果を検証した。これらの解析結果により、鋼管矢板基礎増設工法の現場適用性を実証するとともに、本検討事例における最適な補強構造を提案した。これらの結果より得られて知見は以下のとおりである。

鋼管矢板基礎増設工法は、ケーソンと鋼管矢板基礎を頂版で結合し、直接、鋼管矢板へ力を伝達させることで補強効果を発揮する構造体である。

ただし、ケーソンと頂版、あるいは頂版と鋼管矢板基礎の結合構造は、必ずしも従来どおりの剛結合構造を用いる必要がなく、水平力のみを伝達するような簡便な結合構造（例えば、コンクリートで間詰めした場合）でも十分補強効果を得られる場合がある。

補強効果が得られる要因として、前面載荷幅が鋼管矢板基礎の外径となることによる地盤反力の増加、鋼管矢板自体の曲げ抵抗が挙げられ、剛結合構造の場合には鋼管矢板の先端支持力ならびに摩擦抵抗も考慮する必要がある。

鋼管矢板基礎の水平荷重分担率は、半固定構造の方が剛結合の場合よりもやや大きく、概ね全水平荷重の50%を分担している。残りをケーソン基礎あるいは周辺地盤が分担しているものと考えられる。

各鋼管矢板の水平荷重分担は、基礎前面に位置する鋼管が後方に位置する鋼管よりも大きい。特に、半固定構造ならびに頂版のない場合に顕著である。前方の鋼管矢板の分担率が大きいため、後方の鋼管は前方に引っ張られる形で追従するため、曲げモーメントやせん断力は後方鋼管矢板で小さくなる傾向がある。

継手のせん断降伏は、鋼管矢板と頂版を剛結合させると載荷の初期段階から発生する。逆に、半固定結合構造や頂版のない場合にはせん断降伏は生じない。一方、接線方向の引張力はいずれの場合も耐力を上回ることはない。

鋼管矢板の先端支持力ならびに摩擦抵抗が期待できる剛結合では、鋼管矢板長による補強効果の差異が著しい。一方、半結合構造では一定長さ以上の鋼管矢板を根入れさせると、支持層まで根入れさせた場合の補強効果とほとんど違いがない。ゆえに、半固定構造を適用して経済的に補強設計できる場合と、剛結合を採用して鋼管矢板長さを支持層まで根入れしなければ必要とされる補強効果を得られない場合もある。

第5章では、鋼管矢板基礎増設工法の経済的かつ合理的な設計手法を提案した。特に、本研究の成果を反映させた箇所は、補強構造（頂版の結合構造および鋼管矢板の長さ）を簡便に選択できる手法、ならびにケーソン基礎および鋼管矢板基礎を三次元の骨組でモデル化し、複合構造を一体として解く解析手法である。

前者は、本研究で提案している簡便な補強構造を採用する判断の目安となり、より合理的な、すなわち必要な水平耐力のみを必要なだけ補強できる設計を可能とする。

後者は、統一的な解釈もないままに、各基礎の荷重分担を設定し、それらの荷重に対する安定性照査を各基礎個

別に検証していた従来の設計に対し、複合構造を一体として解く手法であることから、より実際の挙動を忠実に予測可能となるため、経済性を追及した補強構造の選択に理論的な裏づけを与えられる。

今後の解決すべき課題として、補強構造一次選定手法に用いるノモグラムについて、様々な地盤条件、補強対象に対して数値解析による結合構造、剛性比、補強効果の相関関係に関する評価を行い、ノモグラムの精度向上に努める必要がある。その際、本論文で実施してきたように、全ての耐震補強適用事例に対し、三次元弾塑性有限要素解析による評価を行うのではなく、先述した三次元骨組構造解析手法の適用で対応することが望ましいと考える。

また、三次元骨組構造解析手法では、本補強工法に適用可能なように改良を加える必要性和、その解析手法の妥当性をこれまでの実験結果ならびに三次元弾塑性有限要素解析結果との比較により行う必要がある。

さらに、半固定構造頂版の具体的な構造細目を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会「耐震基準等基本問題検討会議」：土木構造物の耐震設計基準等に関する提言，土木学会誌，Vol.80，No.7，1995．
- 2) 土木学会「耐震基準等基本問題検討会議」：土木構造物の耐震設計基準等に関する第二次提言，土木学会誌，Vol.81，No.2，1996．
- 3) 田村重四郎：重要度に応じ適正な補強レベルを，基礎工，Vol.27，No.4，pp.1，1999．
- 4) 濱田政則：耐震補強の現状と今後の課題，基礎工，Vol. 27，No. 4，pp. 2-6，1999．
- 5) 濱田政則：兵庫県南部地震後の耐震基準の改定，土木学会誌，Vol.87，No.3，2002．
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002．
- 7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，耐震設計，1999．
- 8) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，2000．
- 9) 後藤貞二：緊急輸送道路の橋梁耐震補強 - 3 箇年プログラムの策定 - ，ベース設計資料，土木編，No.126，pp. 20-24，2005．
- 10) Isobe, K., Kimura, M., Yoshizawa, Y., Kohno, K., Harata, N. and Makino T. : Evaluation of effect of strengthening existing caisson foundation against earthquake by steel pipe sheet piles using 3D elast-plastic FEM analysis, Proc. of the 11th International conference of IACMAG No.2, pp.459-466, 2005.
- 11) Isobe, K. and Kimura, M. : Mechanical behavior of caisson foundation reinforced by steel pipe sheet piles, Proc. of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.1493-1496, 2005.
- 12) 磯部公一，木村 亮，段野孝一郎，桑嶋 健，榎野 健：遠心載荷装置を用いた鋼管矢板基礎増設によるケーソン基礎の耐震補強効果の検証，第 50 回地盤工学シンポジウム，pp.327-332, 2005．
- 13) 磯部公一，木村 亮，吉澤幸仁，河野謙治，原田典佳，榎野 健：鋼管矢板基礎増設による既設橋ケーソン基礎の補強効果に関する実験的研究，土木学会論文集 C，Vol.62 No.1，pp.191-200，2006．
- 14) Isobe, K., Kimura, M., K. Danno, Zhang, F., Kohno, K., Harata, N., Makino, T. and Kuwajima, T. : Seismic performance of Caisson Foundation Reinforced by Steel Pipe Sheet Piles, Proc. of the International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, pp.1001-1006, 2006.
- 15) 磯部公一，木村 亮，原田典佳，河野謙治：鋼管矢板基礎増設による既設ケーソン基礎の耐震補強効果 - 簡便な構造選定手法の提案 - ，第 41 回地盤工学会研究発表会講演集，pp.1327-1328，2006．
- 16) 磯部公一，木村 亮，榎野 健，桑嶋 健：鋼管矢板井筒増設による既設ケーソン基礎の耐震補強効果 - 支持形式による影響 - ，第 61 回土木学会学術講演会講演概要集，第 部門，pp.807-808，2006．
- 17) 磯部公一，木村 亮，張 鋒，河野謙治，原田典佳，榎野 健，桑嶋 健：既設渡河橋梁基礎を補強した鋼管矢板基礎の補強メカニズムに関する有限要素解析，土木学会論文集 C，(修正中)．
- 18) Isobe, K. and Danno, K. : 3D elasto-plastic finite element method analysis on mechanical behavior of existing caisson foundation reinforced by steel pipe sheet piles, Proc. of the 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2007, (submitted).
- 19) 国土交通省 HP:道路 新幹線の橋梁の耐震補強の推進について http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha05/06/060308_.html
- 20) 運上茂樹：道路橋の耐震診断・耐震補強，基礎工，Vol.27，No.4，pp.7-12，1999．

- 21) 富澤幸一，西川純一：改良地盤中に施工した複合地盤杭の実用的設計法，日本材料学会第 5 回地盤改良シンポジウム講演論文集，pp.307-314，2004．
- 22) 前田良刀，緒方辰男，徐光黎，平井卓：地盤改良複合基礎の開発とその支持力特性，土木学会論文集，No.686，pp.91-107，2001．
- 23) 例えば，深田 久，加藤康司，青柳 守，大矢 勉，塩井幸武：固化改良を併用した軟弱地盤上の既存橋梁基礎の補強に関する研究，第 50 回地盤工学シンポジウム，pp.319-326，2005．
- 24) 建設省土木研究所他：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(その 3)，共同研究報告書第 278 号，2002．
- 25) 神田政幸，村田修，西岡英俊，Pongsakom, P.，日下部治：シートパイルとフーチングを組み合わせたシートパイル基礎の提案，土と基礎，Vol.51，No.11，pp.8-10，2003．
- 26) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物に適用するシートパイル基礎の設計・施工マニュアル，研友社，2006．
- 27) 例えば，城戸康介，末政直晃，片田敏行，長野正：地中連壁による杭基礎の耐震補強，土木学会第 53 回年次学術講演会 -B310，pp.620-621，2003．
- 28) 大久保浩弥：杭式と重力式を複合化した基礎構造物の挙動特性に関する検討，土木学会第 49 回年次学術講演会 -520，pp.1030-1031，1994．
- 29) 例えば，田邊成，関野英男，中谷登：地盤補強型基礎の補強土効果について，土木学会第 49 回年次学術講演会 -841，pp.1672-1673，2003．
- 30) 太田雅仁，野田勝哉，中元英樹：柱の耐震補強による耐力増加と杭基礎構造の関係について，土木学会第 58 回年次学術講演会 -052，pp.103-104，2003．
- 31) 鈴木修一，吉田郁政，兵頭順一，石沢総光，佐藤博：地震リスクを考慮した LCC による杭基礎構造物の耐震補強評価，土木学会第 58 回年次学術講演会 -205，pp.409-410，2003．
- 32) 地盤工学会：地盤工学ハンドブック，pp.738-910，1999．
- 33) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，SI 単位版，基礎構造物・抗土圧，2000．
- 34) 鋼管杭協会：鋼管矢板基礎 - その設計と施工 - ，pp.4-90，1998．
- 35) 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計施工便覧，1999．
- 36) 福井 次郎：鋼管矢板基礎の設計と施工，基礎工，Vol.11，pp.8-14，1993．
- 37) 嶋 文雄・植木 八寿彦・行友 浩・森川 孝義：鋼管矢板井筒基礎の立体骨組み構造としての設計法，橋梁と基礎，No.2，pp.30-37，1982．
- 38) 建設省土木研究所：矢板式基礎の設計法(その 1)，土木研究所資料第 1175 号，1977．
- 39) 木村 亮，磯部公一，J. K. Arap Too，西山嘉一：連結鋼管矢板を用いた鋼管矢板基礎の継手の合成効率，第 38 回地盤工学会発表概要集，pp.1609-1610，2003．
- 40) Kimura, M. and Zhang, F. : Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis，Soils and Foundations，Vol.40，No.5，pp.113-132，2000．
- 41) Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T. and Hoshikawa, T. : Mechanical Behavior of Pile Foundations Subjected to Cyclic Lateral Loading up to the Ultimate State, Soils and Foundations, Vol.40, No.5, pp.1-17, 2000.
- 42) Zhang, F. and Kimura, M.: Numerical Prediction of the Dynamic Behaviors of an RC Group-Pile Foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.77-92, 2002.
- 43) Nakai, T. and Mihara, Y. : A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models, Soils

and Foundations, Vol. 24, No.2, pp.82-94, 1984.

- 44) 木寺謙爾 ,長岡弘明 ,島岡久寿 ,小間憲彦:鋼管矢板井筒静的水平抵抗の有限要素解析 ,土木学会論文集 ,No.259 , pp.71-81 , 1977 .
- 45) 三津田祐基 : H-H 継手を施した連結鋼管矢板の力学特性に関する研究 , 京都大学修士論文 , 2005 .

謝 辞

本論文は、筆者が京都大学大学院 博士前期・後期課程在学中に取り組んだ研究の成果を取りまとめたものです。本研究を行うにあたり、多くの先生方、先輩、友人、後輩から御指導と御支援を頂きました。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

京都大学教授 大津宏康 先生には、本論文の主査として筆者の研究に対し、適確なご助言と鋭いご指摘を頂きました。心より深く感謝致します。

京都大学教授 木村 亮 先生には、研究室に配属されてからの 6 年間、研究のみならず生活態度に至るまで、様々な面で熱心にご指導頂きました。また、多くの貴重な体験の機会を与えて頂きました。心より深く感謝致します。先生の研究、教育姿勢を模範として今後精進してまいります。

京都大学教授 田村 武 先生には、本論文の審査をしていただき、懇切丁寧な御指導を頂きました。田村先生には、物事の本質を追求することの大切さ、面白さを教えて頂くとともに、いつも暖かい励ましのお言葉を頂きました。心より深く感謝致します。

名古屋工業大学教授 張 鋒 先生には、数値解析を実施するにあたり懇切丁寧な御指導を賜りました。また、いつも暖かい励ましのお言葉を頂きました。心より深く感謝致します。

京都大学助教授 岸田 潔 先生には、論文作成、研究発表について多くの貴重な御助言を頂きました。また、日常生活の些細な悩み事にも熱心に相談に乗って頂きました。ここに、深く感謝いたします。

京都大学助手 稲積真哉 先生には研究から普段の生活に関することまで様々なことに相談に乗って頂きました。心より深く感謝致します。

京都大学名誉教授 足立紀尚 先生には、筆者が四回生の間、終始懇切丁寧な御指導を受け賜りました。先生の鋭い着眼点や自由な発想には感動を覚えました。また、先生には素晴らしい研究環境を築いて頂きました。心より感謝します。今後も足立塾の教えを胸に精進してまいります。

実験装置の製作にあたって、京都大学技官 矢野隆夫先生には貴重なアドバイスを頂きました。また、(株)東京測器研究所・葉山和則氏、(株)吉田機工・下村兼之氏、佐藤鉄工所の方々には、筆者の無理難題な要求に快く応えて頂きました。ここに、深く感謝致します。

また、本研究を遂行するにあたり、様々な御支援を頂いた鋼管杭協会技術委員の皆様は心より感謝致します。皆様のご支援が無ければ、本論文の完遂も果たせなかったでしょう。

筆者は土木施工システム講座(旧 地盤工学講座)に配属されて以来、多くの素晴らしい先輩や友人、後輩に恵まれました。特に、中島伸一郎先生(現京都大学 助手)、菊本統氏(現 日本学術振興会 特別研究員)には論文作成、模型実験の製作から考察に至るまで、研究に関する様々なことに関する御助言を頂きました。また、菊本先輩には筆者の数値解析に関する悩みに適確なアドバイスを頂き、何度も助けられました。誠に有難うございました。

松浦勇気氏(現 鹿島建設)、長谷川雅氏(現 大林組)には、模型実験に関する御指導を頂き、御多忙中にもかかわらず貴重な時間を筆者の実験に割いて頂きました。また、研究室生活では微力な筆者に対し暖かく面倒を見て頂きました。心より感謝致します。

Arap Too Jonah Kiptanui 氏(現 Jomo Kenyatta 農工大学 講師)とは共同で研究することも多く、本論文作成にあ

たり多くの御支援を頂きました。また、異文化にスムーズに溶け込む Kiptanui 氏の姿勢に、国際人とはいかにあるべきかなど非常に多くのことを学ばせて頂きました。

福林良典氏には公私共に様々な相談に乗って頂き、段野孝一郎氏には遠心模型実験の遂行に大きな力となって頂きました。

川内啓輔氏（現 西松建設）とは三年間に渡り苦楽を共にし、充実した学生生活を過ごすことができました。

玉谷宗一郎（現 JR 東海）、林芳樹（現 三菱重工）、三津田祐基（現 JR 西日本）諸氏をはじめ、土木施工システム講座の学生皆様には、本論文作成ならびに校閲に惜しみない御助力を頂きました。ここに、心から深い感謝の意を表します。

最後に、9 年もの間、筆者の自由な学生生活に対する理解と援助を与えてくれた両親、家族に心より感謝致します。ありがとう。